

100-84-7553

MOTC-IOT-99- H1DA003-4

99 年液化對港灣構造物穩定性 之影響研究(2/2)



交通部運輸研究所

中華民國 100 年 5 月

100-84-7553

MOTC-IOT-99-H1DA003-4

99 年液化對港灣構造物穩定性 之影響研究(2/2)

著 者：賴瑞應、謝明志、曾文傑、謝大勇
林家綠、陳毓清、李昭明、何木火

交通部運輸研究所

中華民國 100 年 5 月

100

99 年液化對港灣構造物穩定性之影響研究
(2/2)

交通部運輸研究所

GPN: 1010000973

定價 100 元

國家圖書館出版品預行編目(CIP)資料

99 年液化對港灣構造物穩定性之影響研究(2/2)

/賴瑞應等著.--初版.-- 臺北市：交通部運輸研究所，

民 100.05

面；公分

ISBN 978-986-02-7767-8 (平裝)

1. 港埠工程 2. 防震

443.33

100007664

99 年液化對港灣構造物穩定性之影響研究(2/2)

著者：賴瑞應、謝明志、曾文傑、謝大勇、林家綠

出版機關：交通部運輸研究所

地址：10548 臺北市敦化北路 240 號

網址：www.ihmt.gov.tw (中文版>中心出版品)

電話：(04)26587176

出版年月：中華民國 100 年 5 月

印刷者：良機事務機器有限公司

版(刷)次冊數：初版一刷 90 冊

本書同時登載於交通部運輸研究所港灣技術研究中心網站

定價：100 元

展售處：

交通部運輸研究所運輸資訊組•電話：(02)23496880

國家書店松江門市：10485 臺北市中山區松江路 209 號 F1•電話：(02) 25180207

五南文化廣場：40042 臺中市中山路 6 號•電話：(04)22260330

GPN：1010000973

ISBN：978-986-02-7767-8 (平裝)

著作財產權人：中華民國(代表機關：交通部運輸研究所)

本著作保留所有權利，欲利用本著作全部或部份內容者，須徵求交通部運輸研究所書面授權。

交通部運輸研究所自行研究計畫出版品摘要表

出版品名稱：99 年液化對港灣構造物穩定性之影響研究(2/2)			
國際標準書號（或叢刊號） ISBN978-986-02-7767-8（平裝）	政府出版品統一編號 1010000973	運輸研究所出版品編號 100-84-7553	計畫編號 99-H1DA003-4
主辦單位：港灣技術研究中心 主管：邱永芳 計畫主持人：賴瑞應 參與研究人員：謝明志、曾文傑、謝大勇、林家綠、陳毓清、李昭明、何木火 聯絡電話：04-26587170 傳真號碼：04-26564418			研究期間 自 99 年 01 月 至 99 年 12 月
關鍵詞：耐震穩定性、液化、棧橋式碼頭、板樁式碼頭、耐震功能性評估			
摘要： 由過去地震之港灣構造物災損顯示，港灣構造物的地震穩定性與後線土壤是否發生液化有著很大的關係。本研究以棧橋式碼頭受地震力作用下，被填土壤考慮土壤液化及不考慮土壤液化狀況下，探討對碼頭構造物穩定性之影響。 本研究第一年針對既有棧橋式碼頭，考慮背填土壤是否發生液化，依據碼頭設計基準的相關規定進行耐震能力評估。第二年，針對既有板樁式碼頭，考慮背填土壤是否發生液化，依據基準的相關規定進行耐震能力評估；另外，本研究也應用 SAP2000 結構分析軟體針對既有棧橋式碼頭以 ATC-40 提供的耐震功能評估方法，對既有棧橋式碼頭進行耐震功能性評估。 相關案例之耐震能力評估方法與流程，可供未來碼頭耐震設計基準朝耐震功能性設計修訂的重要參考。			
出版日期	頁數	定價	本出版品取得方式
100 年 5 月	154	100	凡屬機密性出版品均不對外公開。普通性出版品，公營、公益機關團體及學校可函洽本所免費贈閱；私人及私營機關團體可按定價購買。
機密等級： ☐ 密 ☐ 機密 ☐ 極機密 ☐ 絕對機密 （解密條件： ☐ 年 月 日解密， ☐ 公布後解密， ☐ 附件抽存後解密， ☐ 工作完成或會議終了時解密， ☐ 另行檢討後辦理解密） ☒ 普通			
備註：本研究之結論與建議不代表交通部之意見。			

PUBLICATION ABSTRACTS OF RESEARCH PROJECTS
INSTITUTE OF TRANSPORTATION
MINISTRY OF TRANSPORTATION AND COMMUNICATIONS

TITLE: Liquefaction Impacts the Seismic Stability of Port Structures (2/2)			
ISBN (OR ISSN) ISBN978-986-02-7767-8 (pbk)	GOVERNMENT PUBLICATIONS NUMBER 1010000973	IOT SERIAL NUMBER 100-84-7553	PROJECT NUMBER 99-H1DA003-4
DIVISION: HARBOR & MARINE TECHNOLOGY CENTER DIVISION DIRECTOR: Chiu Yung-Fang PRINCIPAL INVESTIGATOR: Lai Jui-Ying PROJECT STAFF: M.J. Hsieh, W.J. Tseng, PHONE: 04-26587170 FAX: 04-26564418			PROJECT PERIOD FROM: January 2010 TO: December 2010
KEY WORDS: seismic stability, liquefaction, pile-supported wharf, sheet pile quay wall, seismic performance-based evaluation			
ABSTRACT: There are some evidences from the port structures' damage of past earthquakes that seismic stability was closely associated with liquefaction potential of the backfill. Therefore, in this study, the seismic stability of pile-supported wharf and sheet pile quay wall under two types of soil condition, one without liquefaction potential and the other with liquefiable soil, has been studied under earthquake excitation. We also do the seismic performance-based evaluation of pile-supported wharf according as the method of ATC-40 with SAP2000 software. We expect that this study would provide some references to revise design criteria in the future.			
DATE OF PUBLICATION May 2011	NUMBER OF PAGES 154	PRICE 100	CLASSIFICATION ☐ RESTRICTED ☐ CONFIDENTIAL ☐ SECRET ☐ TOP SECRET ☒ UNCLASSIFIED
The views expressed in this publication are not necessarily those of the Ministry of Transportation and Communications.			

99 年液化對港灣構造物穩定性之影響研究(2/2)

目 錄

中文摘要	I
英文摘要	II
圖目錄	V
表目錄	VIII
第一章 前言	1-1
1.1 研究緣起	1-1
1.2 研究目的	1-2
1.3 研究範圍與限制	1-2
1.4 研究方法	1-3
1.5 研究內容與流程	1-3
第二章 碼頭結構物型式	2-1
2.1 一般碼頭結構物型式	2-1
2.2 臺灣地區國際商港碼頭型式	2-8
第三章 液化災損案例與受力機制探討	3-1
3.1 災損案例	3-1
3.2 液化對碼頭結構物受力機制探討	3-8
第四章 板樁式碼頭之耐震能力評估	4-1
4.1 板樁基本資料	4-2
4.2 未考慮背填土壤發生液化	4-5
4.3 考慮背填土壤發生液化	4-12
4.4 小結	4-18

第五章 棧橋式碼頭耐震能力評估	5-1
5.1 碼頭斷面與分析條件	5-2
5.2 不考慮土壤液化碼頭耐震能力評估	5-6
5.3 考慮土壤液化碼頭耐震能力評估	5-28
5.4 小結	5-46
第六章 結構分析軟體應用於碼頭之耐震能力評估	6-1
6.1 結構分析軟體介紹	6-1
6.2 直樁棧橋式碼頭耐震能力評估	6-3
6.3 斜樁棧橋式碼頭耐震能力評估	6-16
6.4 小結	6-20
第七章 棧橋式碼頭耐震功能性評估	7-1
7.1 碼頭基本資料	7-1
7.2 耐震功能性評估	7-4
7.3 小結	7-13
第八章 結論與建議	8-1
8.1 研究目的與問題	8-1
8.2 結論	8-1
8.3 建議	8-2
參考文獻	參-1

圖 目 錄

圖 1.1	研究流程圖	1-4
圖 2.1	沉箱式碼頭	2-2
圖 2.2	空心方塊式碼頭	2-2
圖 2.3	方塊式碼頭	2-3
圖 2.4	L 型塊式碼頭	2-3
圖 2.5	錨碇式板樁碼頭	2-4
圖 2.6	直樁棧橋式碼頭	2-5
圖 2.7	斜樁棧橋式碼頭	2-6
圖 2.8	平台樁基式碼頭	2-7
圖 2.9	離岸式碼頭	2-8
圖 2.10	浮式碼頭	2-8
圖 3.1	# 1~# 4 沉箱式碼頭法線變位側視圖	3-2
圖 3.2	# 1~# 4 沉箱式碼頭岸肩與後線高程差側視圖	3-2
圖 3.3	# 1~# 4 沉箱式碼頭後線災損情形	3-3
圖 3.4	921 臺中港裝卸設施災損情形	3-3
圖 3.5	921 臺中港倉儲設施災損情形	3-4
圖 3.6	921 臺中港儲槽災損情形	3-4
圖 3.7	921 臺中港糖蜜儲槽災損情形	3-5
圖 3.8	日本阪神地震神戶港沉箱式碼頭災損情形	3-5
圖 3.9	日本阪神地震神戶港沉箱式碼頭後線沉陷災損情形	3-6
圖 3.10	日本阪神地震神戶港板樁式碼頭岸肩沉陷災損情形	3-6
圖 3.11	沉箱式碼頭斷面圖	3-9
圖 3.12	背填土壤未液化沉箱式碼頭受力示意圖	3-9

圖 3.13	以重流體觀念解釋背填土壤液化之沉箱式碼頭受力示意圖	3-13
圖 3.14	以超額孔隙水壓解釋背填土壤液化之沉箱式碼頭受力示意圖	3-13
圖 3.15	背填土壤部份深度液化之沉箱式碼頭示意圖	3-15
圖 3.16	背填土壤部份深度液化之沉箱式碼頭受力示意圖	3-15
圖 3.17	錨碇鋼板樁碼頭斷面示意圖	3-17
圖 3.18	背填土壤未液化板樁式碼頭受力示意圖	3-18
圖 3.19	背填土壤部份液化板樁式碼頭受力示意圖	3-20
圖 3.20	土壤全部液化板樁式碼頭受力示意圖	3-20
圖 4.1	板樁式碼頭耐震能力評估流程圖	4-1
圖 4.2	碼頭現況斷面示意圖	4-2
圖 4.3	碼頭各土層土壤參數示意圖	4-4
圖 4.4	板樁土壓示意圖($K_h=0.16$)	4-7
圖 4.5	板樁最大彎矩計算示意圖	4-9
圖 4.6	碼頭鑽孔深度之液化機率	4-12
圖 4.7	板樁土壓示意圖($K_h=0.12$)	4-14
圖 5.1	棧橋式碼頭耐震能力評估項目與流程圖	5-1
圖 5.2	碼頭斷面圖	5-2
圖 5.3	假想地表面示意圖	5-8
圖 5.4	斷面各樁長及編號示意圖	5-9
圖 5.5	棧橋式碼頭分析單元示意圖	5-11
圖 5.6	群斜樁之軸力示意圖	5-13
圖 5.7	護岸斷面及相關設計資料	5-26
圖 5.8	土層液化深度柱狀圖	5-28
圖 5.9	液化後假想地表面示意圖	5-29
圖 6.1	直樁棧橋式碼頭斷面圖	6-4
圖 6.2	上部結構及樁之配置示意圖	6-5

圖 6.3	樁假想固定點示意圖	6-8
圖 6.4	各樁荷重分配區域示意圖	6-9
圖 6.5	地震力產生之樁頭彎矩及軸力示意圖	6-11
圖 6.6	直樁棧橋式碼頭 SAP2000 模型及土壤彈簧示意圖	6-13
圖 6.7	水平震度 $K_h=0.1$ 碼頭變位示意圖	6-15
圖 6.8	水平震度 $K_h=0.26$ 碼頭變位示意圖	6-15
圖 6.9	斜樁棧橋式碼頭 SAP2000 模型示意圖	6-17
圖 6.10	斜樁棧橋式碼頭 SAP2000 土壤彈簧模擬示意圖	6-17
圖 6.11	水平震度 $K_h=0.1$ 斜樁棧橋式碼頭變位示意圖	6-19
圖 6.12	水平震度 $K_h=0.33$ 斜樁棧橋式碼頭變位示意圖	6-19
圖 7.1	碼頭標準斷面示意圖	7-2
圖 7.2	棧橋式碼頭耐震功能性評估流程圖	7-5
圖 7.3	棧橋式碼頭之 SAP2000 分析模型	7-6
圖 7.4	土壤彈簧(Link)X 方向之示意圖	7-6
圖 7.5	直樁塑性鉸(Hinge)性質設定示意圖	7-7
圖 7.6	斜樁塑性鉸(Hinge)性質設定示意圖	7-7
圖 7.7	鋼管樁塑性鉸(Hinge)位置設定示意圖	7-8
圖 7.8	動力模態分析	7-8
圖 7.9	X 方向(陸側方向)進行推覆	7-9
圖 7.10	經由 ADRS 格式轉換後之碼頭的容量震譜	7-9
圖 7.11	迴歸期 475 年地震水準之地震需求震譜	7-11
圖 7.12	迴歸期 475 年地震水準結構耐震功能績效點	7-12
圖 7.13	棧橋式碼頭地震作用下初始降伏之塑鉸分佈	7-13
圖 7.14	棧橋式碼頭基樁損壞等級之界定	7-14

表 目 錄

表 2-1	基隆港各碼頭用途型式資料表	2-9
表 2-2	高雄港各碼頭用途型式資料表	2-11
表 2-3	臺中港各碼頭用途型式資料表	2-14
表 2-4	花蓮港各碼頭用途型式資料表	2-15
表 2-5	蘇澳港各碼頭用途型式資料表	2-16
表 3-1	摩擦係數(港研所，1997)	3-10
表 4-1	板樁構材相關資料表	4-3
表 4-2	高耐索規格表	4-3
表 4-3	碼頭陸上區土壤參數	4-3
表 4-4	各土層地震主動土壓力係數 (k_a) 及被動土壓力係數 (k_p)	4-5
表 4-5	各土層土壓力計算表($K_h=0.16$)	4-6
表 4-6	各土層對錨碇拉桿力矩計算表($K_h=0.16$)	4-6
表 4-7	地表加速度 $K_h=0.16$ 各土層主動與被動破壞角	4-11
表 4-8	各土層土壓力計算表($K_h=0.12$)	4-13
表 4-9	各土層對錨碇拉桿力矩計算表($K_h=0.12$)	4-13
表 4-10	地表加速度 $K_h=0.12$ 各土層主動與被動破壞角	4-18
表 5-1	各樁相關位置高程	5-10
表 5-2	液化後各樁相關位置高程	5-29
表 6-1	直樁棧橋式碼頭基準與軟體分析結果比較表	6-14
表 6-2	直樁棧橋式碼頭基樁耐震能力評估結果	6-15
表 6-3	斜樁棧橋式碼頭基準與軟體分析結果比較表	6-18
表 6-4	斜樁棧橋式碼頭基樁耐震能力評估結果	6-18
表 7-1	結構耐震功能績效點	7-11

第一章 前言

1.1 研究緣起

碼頭結構物通常都建築在疏鬆軟弱之沖積土層及海埔新生地上，或因施工抽砂回填的關係，導致在地震力作用下，碼頭結構物之背填土壤均很可能會發生土壤液化的現象，而我國各國際商港之老舊碼頭大部份都建築在一、二十年前，有些甚至是二、三十年前或日本統治時代所建造，因當時基準並未考量土壤發生液化的狀況，故當初所設計的碼頭結構物，是不可能考慮到土壤液化的因素；碼頭結構物設計時未考慮到土壤液化的因素會有什麼後果呢？以九二一集集大地震為例，它造成臺中港#1~#4號碼頭一些損壞，災後本所曾針對#1~#4號碼頭進行穩定性分析，在「港灣地區地震監測與土壤液化潛能評估之研究」報告中指出，若不考慮背填土壤發生液化的前題下，臺中港#1~#4號碼頭在九二一的地震力作用下基本上是穩定的，也就是說不會發生向海側發生滑移的現象；但依本所液化評估結果，#1~#4號碼頭背填土壤在九二一的地震力作用下，背填土壤液化的機率相當的高（實際災損情形也顯示背填土壤有液化的現象），考量部份土層發生液化的情況下，所分析的結果發現碼頭確實會發生向海測來滑移的不穩定現象，這與實際的災損情形是吻合的。由本所分析的結果顯示，在背填土壤可能發生液化的情況下，如果未將背填土壤發生液化的受力機制考慮在內，則所評估的結果可能與實際的情形會產生很大的差異。

基此，本研究將考量土壤液化因素，分別以基準提供之分析方法與SAP2000 結構分析軟體，針對研究案例分別予以分析探討結構受基準規定之地震力作用下，其結構之穩定性及耐震性，希望相關之分析探討能提供未來基準修訂之參考。

1.2 研究目的

本研究主要目的為探討土壤液化對碼頭構造物耐震穩定性之影響，期望藉由本研究的探討與分析案例之說明，能提供未來基準修訂之參考，另外，藉由本研究的分析過程，希望能提供相關港灣工程從業人員了解土壤液化對結構物受力機制的影響，進而能依本研究之分析步驟與方法著手評估既有碼頭之耐震能力。其主要目的可摘列整理如下：

1. 藉由國內外碼頭受地震力破壞的案例說明，使國內港灣設計相關從業人員能瞭解碼頭結構物受地震力作用下可能的破壞模式與原因。
2. 經由本研究對既有碼頭之穩定性分析過程，提供各港或港灣工程界的相關從業人員瞭解碼頭在地震力作用下，考量土壤液化因素，碼頭之可能受力行為，及相關簡易與套裝軟體之分析方法。
3. 經由本研究對既有棧橋式碼頭之耐震功能性評估過程，提供各港或港灣工程界的相關從業人員瞭解碼頭功能性設計或評估的流程與目的。
4. 藉由本研究之探討，希望能提醒各港相關從業人員重視既有碼頭之耐震能力評估，並研提相關地質改良或結構補強之因應對策，以減少未來因地震所可能產生的災損。

1.3 研究範圍

本研究第一年(98)重點在探討沉箱式碼頭、錨碇鋼板樁碼頭及棧橋式碼頭受地震力作用下，背填土壤發生液化，結構、土壤與水之互制行為，並進一步對既有直樁棧橋式碼頭及斜樁棧橋式碼頭受地震力作用下，之結構穩定性分析(包括邊坡穩定、樁之應力、樁之承載力、樁之變位量及護岸穩定等)做探討，並進一步利用 SAP2000 結構分析軟體建構分析模型，並比較其分析結果與基準分析結果之差異做探討。

本研究第二年(99)重點在探討既有錨碇鋼板樁碼頭受地震力作用下，考慮背填土壤發生液化及未考慮土壤發生液化之碼頭耐震能力，並與最新之建築物耐震設計規範所規定之耐震需求作探討。另外，本研究也應用 SAP2000 結構分析軟體所提供的側推分析工具，對既有棧橋式碼頭做初步的功能性評估，以供未來訂定港灣構造物耐震功能性基準的參考。

1.4 研究方法

本研究碼頭結構物之穩定性分析，均採用交通部頒之「港灣構造物設計基準—碼頭設計基準及說明」所提供之規定來檢核既有碼頭之穩定性。其中板樁式碼頭之穩定性檢核，主要檢核項目包括主鋼板樁長度與強度檢核、錨碇鋼索強度檢核、錨碇鋼板樁長度與強度檢核及錨碇距離檢核；棧橋之穩定性檢核，主要檢核項目包括邊坡穩定、樁之應力、樁之承载力、樁之變位及護岸之穩定。在土壓力部份，配合本所發展出之港區液化潛勢分析方法，將板樁式碼頭背填土壤及棧橋護岸土壤或樁之支承土壤發生液化之情況納入分析。

另外，本研究也應用 SAP2000 結構分析軟體所提供的相關分析工具，從事棧橋式碼頭之耐震功能性評估。

1.5 研究內容與流程

本研究之主要工作項目如下所示，其工作流程如圖 1.1 所示。

1. 國內外相關震害案例蒐集與整理
2. 影響碼頭破壞規模原因探討
3. 土壤液化對碼頭結構物之受力機制探討
4. 板樁式碼頭耐震能力評估

5. 棧橋式碼頭耐震能力評估
6. 棧橋式碼頭耐震功能性評估
7. 結論與建議

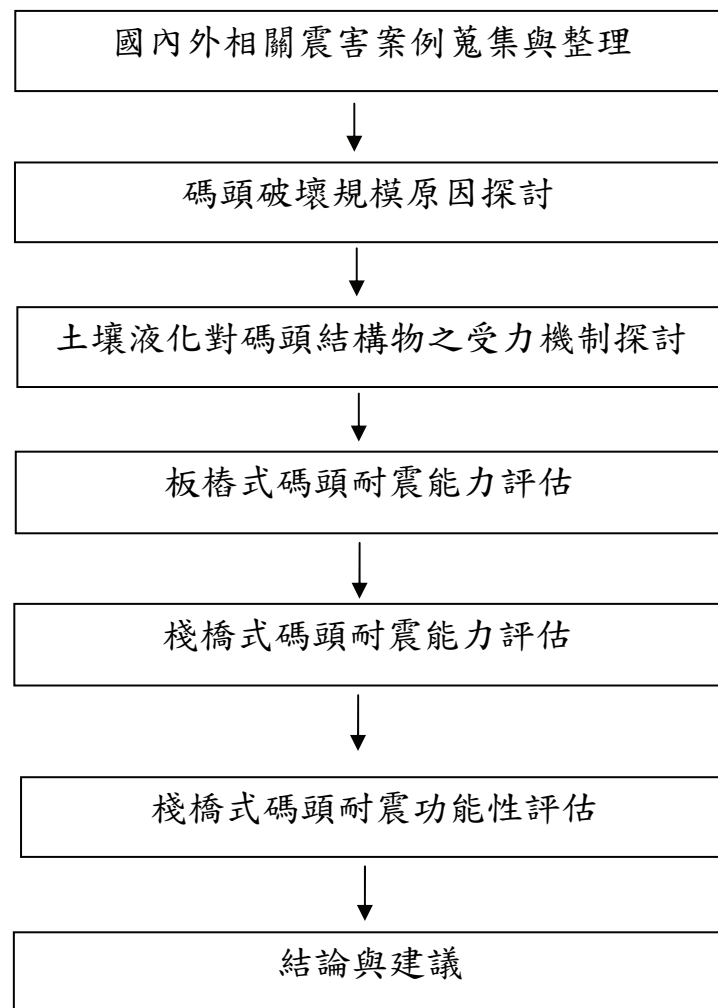


圖 1.1 研究流程圖

第二章 碼頭結構物型式

碼頭為船舶繫靠設施中最主要之設備，係為提供船舶安全離靠岸、順利裝卸貨物及乘客上下船之設施，其種類繁多。一般在決定建造何種碼頭時，可依據自然條件(如海象、氣象、地質、地震等)、停靠船舶種類(如貨種、大小、後線場地之使用等)、施工條件、工期及工程費等，來選擇最適當的種類。本章將就一般常見的碼頭結構物型式及國內各國際商港現況碼頭型式做一簡單介紹。

2.1 一般碼頭結構物型式

一般來說，碼頭結構物可概分為重力式碼頭、板樁式碼頭、棧橋式碼頭及其他型式碼頭四大類，茲分述如下。

1. 重力式碼頭

用沉箱、空心塊、方塊、L 型塊等結構體所築成之壁體，以其本身的重量，承受碼頭上的上載荷重，並抵抗背後的土壓力，正面的水壓力及船舶衝擊力之碼頭結構物。因碼頭重量集中，所以較適用於基礎良好之處。如於基礎軟弱之處使用，因支承力不足，沉陷量大，故必須先改良地盤。其特性如下：

- (1)堤體本身用混凝土作成，較為堅固，亦較耐久，水深較淺時多採用之。
- (2)水深較深時，土壓及水壓之水平外力增大，所需牆體之重量急劇增加，除岩層及基礎良好之處外，多非為經濟之設計。
- (3)作為耐震結構時，與牆體重量成比例之地震力作用於牆體，形成不利之條件。
- (4)沉箱及混凝土塊之製造需廣大場地、起重船、拖船等船團，因此，如為短期及少量工程配合上述設備時，較不經濟。
- (5)與規劃水深相比，現有地層較淺時，亦較不利。

臺灣地區各港之重力式碼頭中，以沉箱式(如圖 2.1 所示)、空心

方塊式(如圖 2.2 所示)、方塊式(如圖 2.3 所示)、L 型塊式(如圖 2.4 所示)四種最為常見。

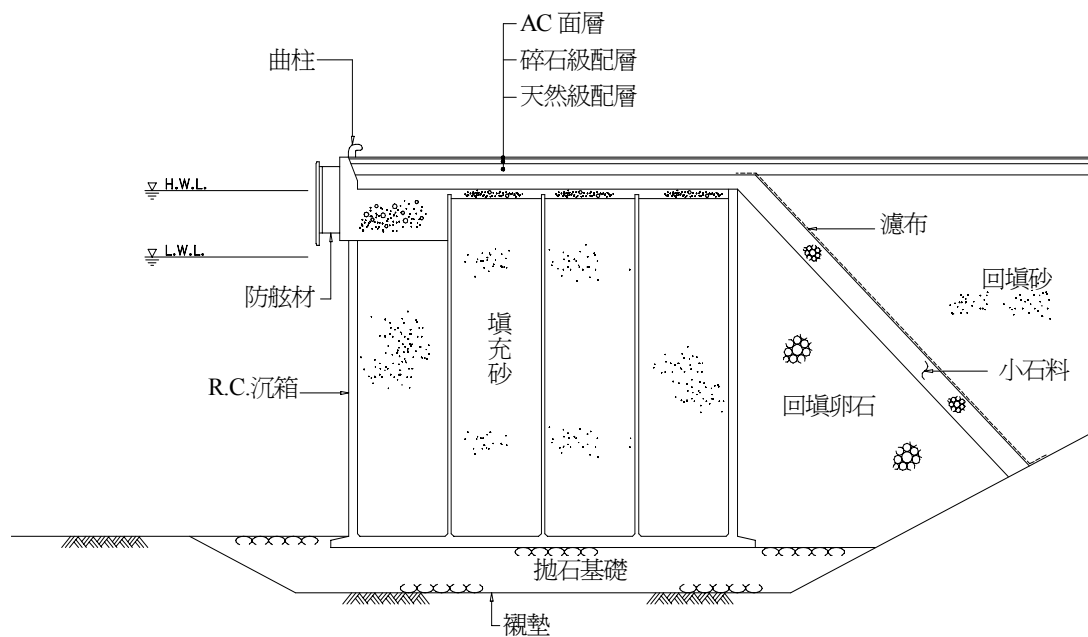


圖 2.1 沉箱式碼頭

資料來源：「港灣工程專有名詞」

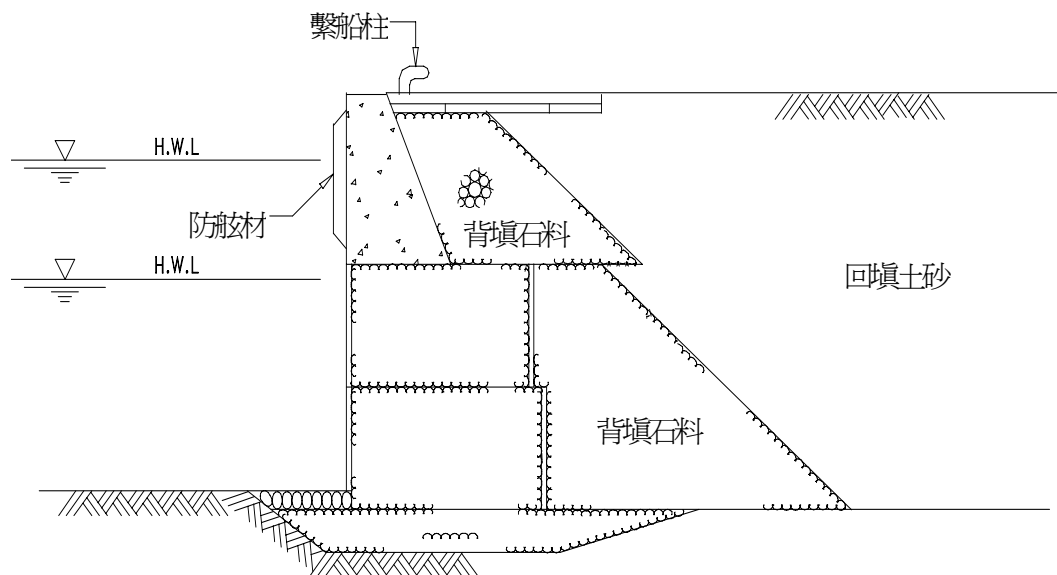


圖 2.2 空心方塊式碼頭

資料來源：「港灣工程專有名詞」

2. 板樁式碼頭

用板樁深入土中，築成直立岸壁，板樁由拉桿錨碇及板樁前方被動土壓支撐，以抵抗外力之碼頭結構物。板樁的材料一般用鋼材，岸壁前水深淺時，亦可用混凝土製板樁。板樁一般適用於基礎較好之處，但基礎若過於堅硬，因衝打板樁困難，則不適用，若基礎軟弱時，板樁對土壓之抵抗力不夠，也不適用。板樁之優點為施工容易，設備簡單，水中工事較少，工期短。缺點為耐用年限短，板樁如用鋼材，須加強防蝕。板樁式碼頭之特性如下：

- (1) 施工設備比較簡單，工程費較省。
- (2) 多數場合不須作水下基礎工程，因此施工迅速。
- (3) 牆體極輕，富於彈性，耐震性強，可容許適當之不均勻沉陷。
- (4) 原地層水深較深時，板樁打設後，如未回填及錨碇設施未妥時，波浪來襲容易損壞。
- (5) 於水中或土中易腐蝕，耐久性較重力式為差，所以宜採用陰極防蝕法，或按腐蝕程度採用較大斷面。

臺灣地區各港之板樁式碼頭中，以錨碇式板樁碼頭最為常見，如圖 2.5 所示。

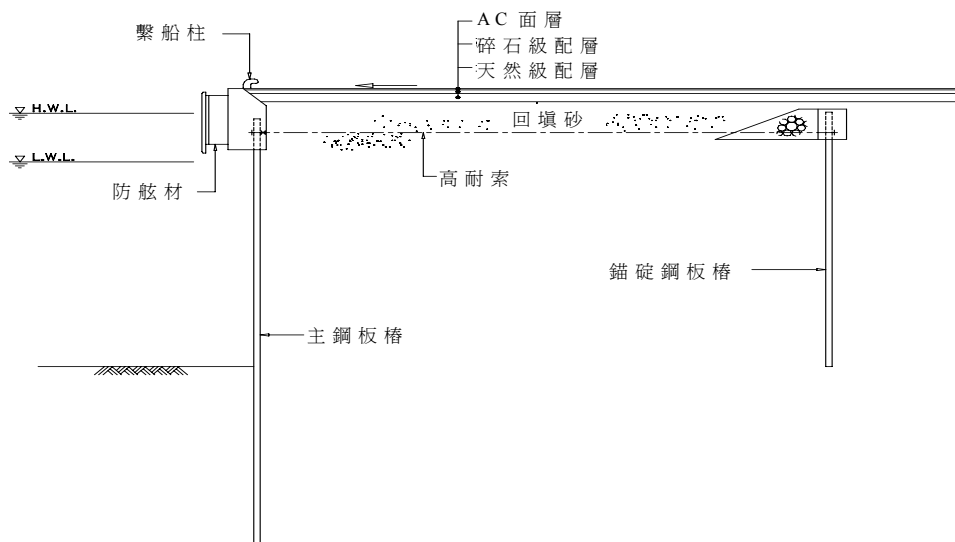


圖 2.5 錨碇式板樁碼頭

資料來源：「港灣工程專有名詞」

3. 棧橋式碼頭

用樁或各種形狀的柱體支撐碼頭面，成為與海岸線垂直或平行的半座橋樑，稱為棧橋式碼頭。其適用於軟弱地盤，優點為不妨礙水流、反射波較小、構造輕、耐震力強，可利用現有護岸加築，延長亦方便。缺點為工程費較大，對船舶衝擊力及其他水平力的抵抗較弱，有時碼頭面易受波浪之揚壓力作用而破壞。其特性如下：

- (1)結構較其他型式為輕，地層軟弱之處無法構築重力式或板樁式時，可使用此種形式。
- (2)不妨礙水流、漂沙、潮流激烈之處亦不致影響自然條件之平衡。
- (3)不需新填土。
- (4)對於較大之集中載重，不似它種型式之碼頭，可分散載重。
- (5)碼頭寬大時工程費亦增。
- (6)對水平力之抵抗較弱。
- (7)水流影響船舶之靠岸。

棧橋式碼頭，隨支撐頂板之支柱結構可分為直樁棧橋式及斜樁棧橋式碼頭，如圖 2.6~2.7 所示。

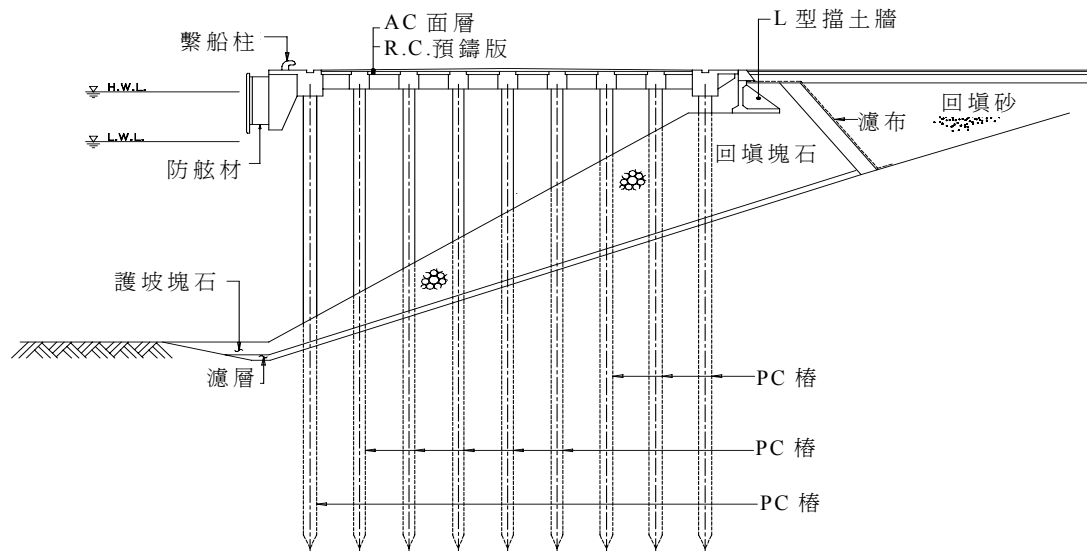


圖 2.6 直樁棧橋式碼頭

資料來源：「港灣工程專有名詞」

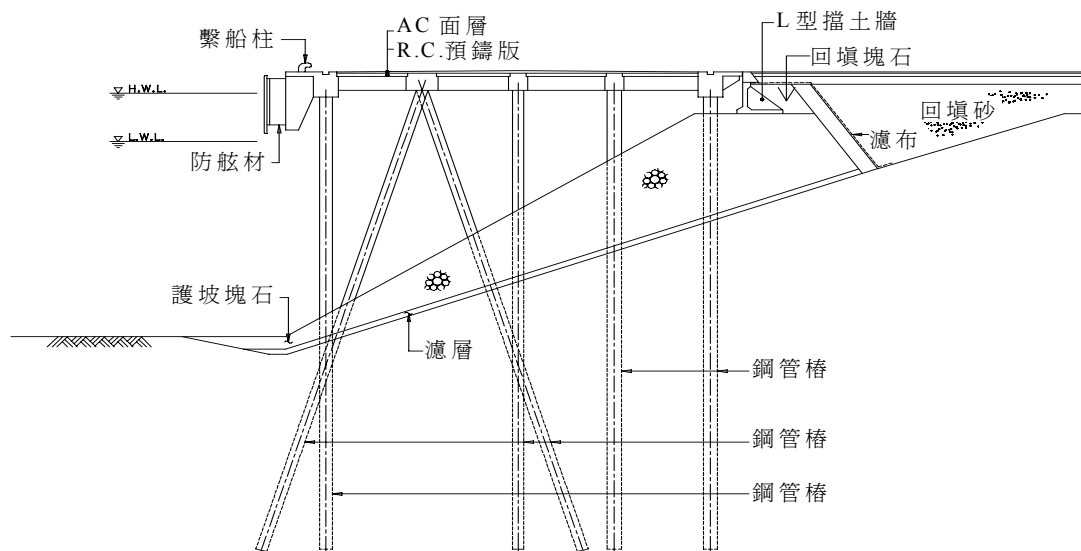


圖 2.7 斜樁棧橋式碼頭

資料來源：「港灣工程專有名詞」

4. 其他

除了重力式、板樁式及棧橋式三大類碼頭外，常見的碼頭型式還可細分為平台樁基式、離岸式、浮式等碼頭型式，茲說明如下：

(1) 平台樁基式碼頭

利用平板減少板樁所承受之水平力，並配合基樁強度抵抗外力之結構物，如圖 2.8 所示。其特性如下：

- a. 載重由群樁支撐，基礎不良之地層亦可使用。
- b. 板樁斷面較一般板樁碼頭小。
- c. 施工較一般板樁碼頭繁雜。
- d. 工期較長。

(2) 離岸式碼頭

離岸式碼頭為數支獨立支柱狀結構物，離開陸岸設立，如圖 2.9 所示，其特性如下：

- a.設於所需水深之處，不需疏浚，填土、施工容易、工程費用低廉，且可快速施工。
- b.不能使用於雜貨之裝卸，以用特殊機械或管道輸送石油、水泥、穀類及粉狀貨物為主。
- c.為了避免其他型式之碼頭設施延長時，常於其前端設置此式碼頭。

(3)浮式碼頭

主要為船舶在泊地繫碇，其結構一般以浮筒、繫船錨環、浮筒鍊、沉錘錨等組成，如圖 2.10 所示。浮筒有時供駁船裝卸貨物，但一般以碇繫船舶為目的，然亦有以卸油為目的之浮筒，如單浮筒船席。其特性如下：

- a.與拋錨時比較，泊地可有效利用。
- b.海底為岩層，無法拋錨時，可利用浮筒繫泊。
- c.較其他繫泊設備便宜。
- d.移設容易。

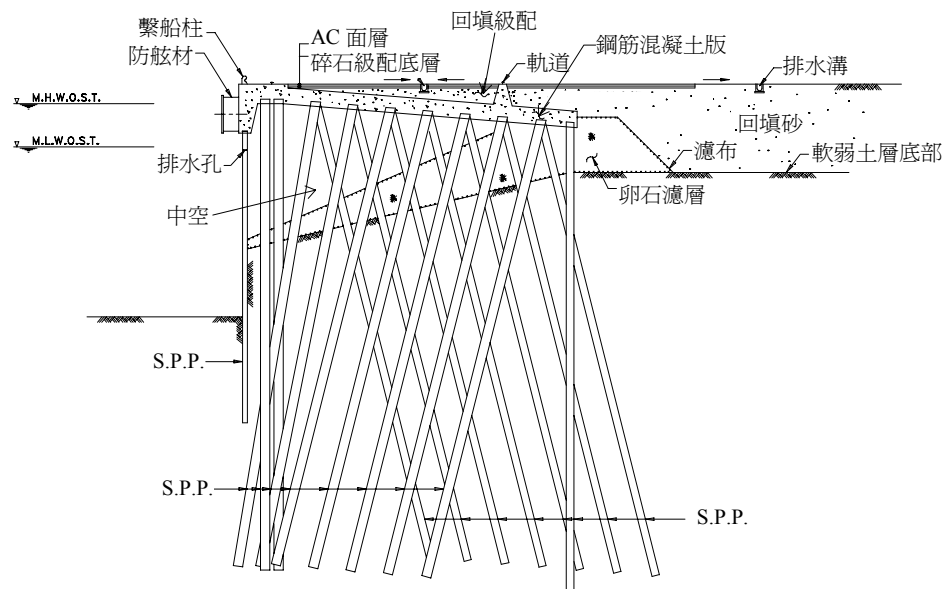


圖 2.8 平台樁基式碼頭

資料來源：「港灣工程專有名詞」

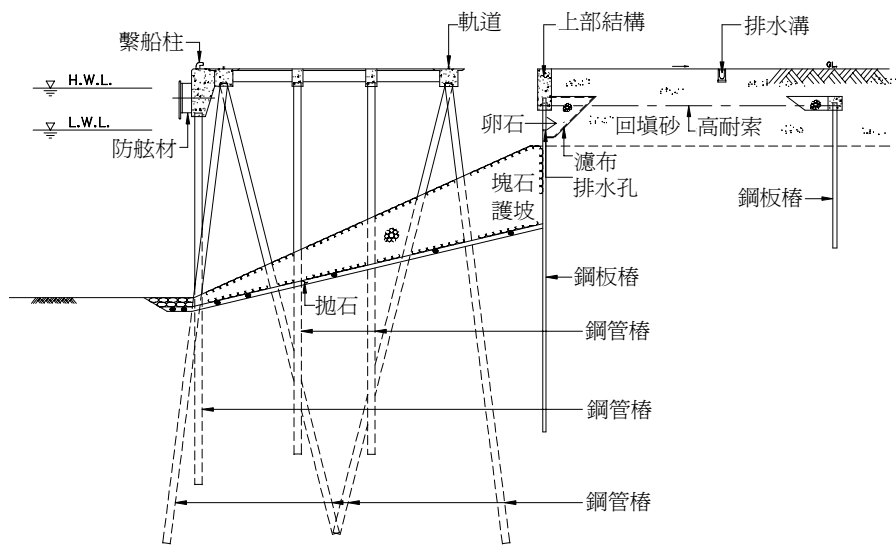


圖 2.9 離岸式碼頭

資料來源：「港灣工程專有名詞」

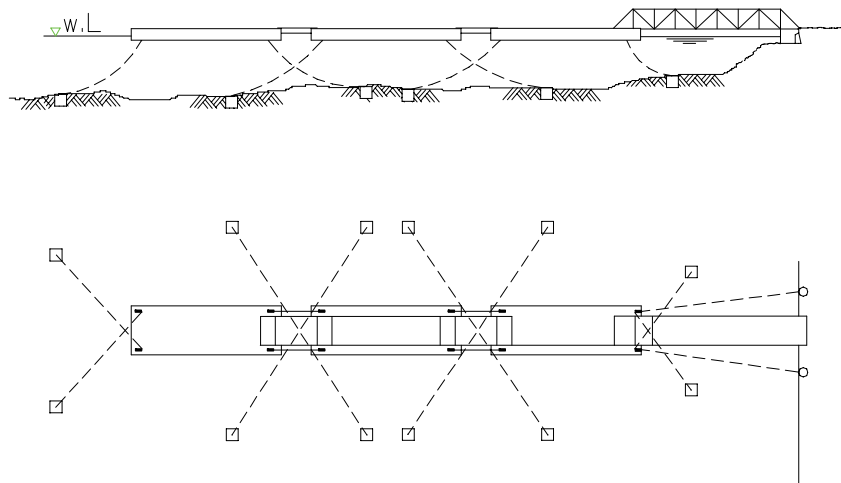


圖 2.10 浮式碼頭

資料來源：「港灣工程專有名詞」

2.2 臺灣地區國際商港碼頭型式

臺灣地區各國際商港各碼頭區因裝卸貨的不同，碼頭型式也各異，茲依各港順序簡要說明如後。

1. 基隆港

基隆港碼頭用途、長度、碼頭前水深及結構型式如表 2-1 所示。

表 2-1 基隆港各碼頭用途型式資料表

碼頭編號	用途	長度 (公尺)	寬度 (公尺)	深度 (公尺)	碼頭結構	啟用年代
西 1	海關	149.10	11.4	-8.00	其他	34.01
西 1B	軍	90.90	10.9	-9.00	其他	34.01
西 2	客貨	204.50	12.4	-9.00	其他	34.01
西 3	雜貨	183.00	12.4	-9.00	其他	34.01
西 4	雜貨	167.00	12.4	-9.00	其他	34.01
西 5	軍	54.50	12.8	-9.00	棧橋式	34.01
西 6	軍	131.00	14.3	-9.00	棧橋式	34.01
西 7	雜貨	106.00	12.9	-9.00	重力式	34.01
西 8	雜貨	136.42	12.9	-8.00	棧橋式	34.01
西 9	軍	136.42	12.9	-8.00	棧橋式	34.01
西 10	軍	136.42	12.9	-8.00	棧橋式	34.01
西 11	港勤	167.80	17.6	-6.50	其他	55.10
西 12	港勤	170.00	17.6	-6.50	其他	55.10
西 12B	水泥	251.00	17.6	-9.00	其他	34.01
西 14	雜貨	172.40	14.8	-9.00	其他	34.01
西 15	雜貨	148.30	14.8	-9.00	重力式	34.01
西 16	櫃	156.50	34.0	-12.00	棧橋式	78.06
西 17	櫃	207.00	34.0	-12.00	棧橋式	78.03
西 18	櫃	215.40	34.0	-12.00	棧橋式	77.03
西 18B	水泥	110.00	41.0	-8.00	鋼板樁	
西 19	櫃	324.23	120.0	-13.50	棧橋式	81.08
西 20	櫃	325.62	120.0	-10.50	棧橋式	67.07
西 21	櫃	236.60	120.0	-10.00	鋼板樁	75.09
西 22	櫃	190.00	120.0	-11.00	鋼板樁	63.08
西 23	櫃	210.00	120.0	-11.00	鋼板樁	63.08
西 24	櫃	240.00	120.0	-13.00	鋼板樁	63.08
西 25	櫃	300.00	120.0	-13.00	鋼板樁	63.08
西 26	櫃	210.00	120.0	-11.00	鋼板樁	63.08
西 27	雜貨	150.00	13.0	-7.00	鋼板樁	59.11
西 28A	起水	69.50	15.4	-3.50	重力式	65.01
西 28B	起水	103.50	15.4	-3.50	重力式	65.01
西 29	雜貨	178.00	11.0	-6.50	重力式	56.03
西 30	穀	180.00	11.0	-10.50	重力式	56.03

碼頭編號	用途	長度 (公尺)	寬度 (公尺)	深度 (公尺)	碼頭結構	啟用年代
西 31	煤	165.00	15.0	-10.50	重力式	55.05
西 32	煤	165.00	15.0	-11.00	重力式	55.05
西 33	油類	210.00	14.8	-11.50	重力式	54.09
西 33B	油類	95.80	11.9	-6.50	重力式	54.09
港濱公園碼頭		297.27	3-7.42	-3.64	重力式	
東 1	港勤	108.00	4.9	-4.50	重力式	56.05
東 2	客	200.00	10.5	-9.00	鋼板樁	57.03
東 3	雜貨	170.00	10.5	-9.00	鋼板樁	57.03
東 4	雜貨	306.30	10.5	-9.00	鋼板樁	57.03
東 5	軍	169.20	10.5	-9.00	鋼板樁	58.04
東 6	雜貨	180.00	15.0	-9.00	鋼板樁	59.04
東 7	雜貨	178.00	27.0	-9.00	鋼板樁	59.12
東 8	櫃	240.00	76.0	-12.00	棧橋式	59.12
東 9	櫃	220.00	76.0	-12.00	棧橋式	79.09
東 10	櫃	200.00	76.0	-12.00	棧橋式	79.09
東 11	櫃	200.00	76.0	-12.00	棧橋式	75.05
東 12	港勤	50.00	56.0	-5.00	鋼板樁	75.05
東 14	港勤	113.20	20.0	-5.00	鋼板樁	75.05
東 15	海關	198.00	21.0	-3.00	板樁式	57.08
東 16	軍警	259.00	8.0	-3.00	重力式	57.08
東 17	非	95.00	8.0	-5.00	重力式	57.08
東 19	散裝	220.00	30.0	-9.00	棧橋式	67.03
東 20	散裝	120.00	30.0	-6.00	重力式	65.12
東 21	散裝	113.00	20.0	-9.00	重力式	67.10
東 22	散裝	113.00	20.0	-9.00	重力式	67.10
特貨駁運碼頭		283.70	20.0	-3.00	重力式	
小艇碼頭 A		45.03		-3 ~ -5	棧橋式	
小艇碼頭 B		47.04	5.0		棧橋式	
貯木池起水碼頭		60.00		-1.0	重力式	
貯木池起水碼頭		90.00		-2.0	重力式	
水試所外碼頭		120.00	13.0	-6.5	鋼板樁	

資料來源：各港務局提供及本研究整理

2. 高雄港

高雄港碼頭用途、長度、碼頭前水深及結構型式如表 2-2 所示。

表 2-2 高雄港各碼頭用途型式資料表

碼頭編號	用途	長度(公尺)	設計水深(公尺)	碼頭結構	啟用年代
1	客輪	259.27	-9.0	鋼板樁	44.07
2	雜貨	136.97	-9.0	重力式	59.02
3	港勤	150.00	-9.0	重力式	59.02
4	雜貨	150.00	-9.0	重力式	59.02
5	雜貨	150.00	-9.0	重力式	59.02
6	雜貨	150.00	-9.0	重力式	59.02
7	雜貨	150.00	-9.0	重力式	59.02
8	雜貨	150.00	-10.5	鋼板樁	59.02
9	雜貨	141.68	-10.5	鋼板樁	59.02
10	雜貨	150.00	-10.5	鋼板樁	59.02
淺水 1	雜貨	261.60	-5.5~-6.5	其他	
淺水 2	雜貨	291.00	-6.5	其他	
淺水 3	雜貨	378.28	-4.5	其他	
11	雜貨	160.54	-9.0	鋼板樁	59.06
12	雜貨	160.54	-9.0	鋼板樁	59.06
登 1		94.65	-3.0	重力式	
登 2		89.90	-5.0	重力式	
13	軍		-9.0	棧橋式	57.03
14	雜貨	150.00	-9.0	棧橋式	57.03
15	雜貨	150.00	-9.0	棧橋式	57.03
16	雜貨	180.20	-9.0	棧橋式	57.03
17	雜貨	150.00	-9.0	重力式	92.02
18	中油	150.00	-9.0	板樁式	92.02
19	中油	151.30	-9.0	板樁式	92.02
20	中油	150.72	-9.0	板樁式	92.02
21	水船	123.33	-5.0	板樁式	92.02
22	其他	120	-10.5	板樁式	61.09
25	台肥	215.00	-10.5	板樁式	80.12
27	華夏	199.3	-10.0	棧橋式	78.11
28	台塑	210.0	-10.5	棧橋式	76.03
29	台塑	220.0	-10.5	棧橋式	64.06
30	台塑	293.50	-10.5	鋼板樁	79.09
31	雜貨	195.55	-10.5	棧橋式	53.07
32	雜貨	200.02	-10.5	棧橋式	55.08
33	雜貨	200.04	-10.5	棧橋式	55.11

碼頭編號	用途	長度(公尺)	設計水深(公尺)	碼頭結構	啟用年代
34	雜貨	200.00	-10.5	鋼板樁	57.04
35	雜貨	214.97	-10.5	鋼板樁	57.04
36	雜貨	199.38	-10.5	鋼板樁	58.01
37	雜貨	198.68	-10.5	鋼板樁	58.01
38	雜貨	197.70	-10.5	鋼板樁	59.01
39	雜貨	199.05	-10.5	鋼板樁	59.01
40	貨櫃	214.17	-10.5	鋼板樁	59.01
41	貨櫃	204.54	-10.5	鋼板樁	59.01
42	貨櫃	242.68	-10.5	鋼板樁	59.12
43	貨櫃	187.50	-10.5	鋼板樁	59.12
44	穀倉	199.16	-10.5	鋼板樁	59.12
45	大宗	200.00	-11.0	鋼板樁	62.07
46	台糖	200.00	-11.0	鋼板樁	63.04
47	台糖	200.00	-10.0	鋼板樁	63.04
48	大宗	260.35	-10.5	棧橋式	63.02
49	大宗	200.00	-10.5	棧橋式	63.02
50	大宗	200.00	-10.5	棧橋式	63.06
51	大宗	200.00	-10.5	棧橋式	64.06
52	大宗	200.00	-10.5	棧橋式	64.06
53	大宗	200.00	-10.5	棧橋式	65.06
54	大宗	200.00	-10.5	鋼板樁	64.06
55	大宗	200.00	-10.5	鋼板樁	64.06
56	危險	200.00	-10.5	鋼板樁	65.06
57	危險	183.60	-10.5	鋼板樁	64.06
58	港勤	306.00	-4.5	鋼板樁	91.02
59	中油	164.00	-6.5	鋼板樁	68.12
60	化學	150.75	-6.5	鋼板樁	63.01
61	化學	230.00	-10.5	鋼板樁	63.01
62	化學	230.00	-10.5	鋼板樁	63.01
63	貨櫃	274.90	-12.0	鋼板樁	63.07
64	貨櫃	245.46	-12.0	鋼板樁	63.07
65	貨櫃	244.43	-12.0	鋼板樁	63.07
66	貨櫃	439.92	-12.0	鋼板樁	63.07
68	貨櫃	432.16	-14.0	棧橋式	68.05
69	貨櫃	320.00	-14.0	鋼板樁	69.01
70	貨櫃	320.57	-14.0	鋼板樁	69.01
71	穀類	330	-14.0	棧橋式	72.04
72	穀類	300.13	-14.0	棧橋式	74.06
73	士新	240.34	-14.0	鋼板樁	

碼頭編號	用途	長度(公尺)	設計水深(公尺)	碼頭結構	啟用年代
74	貨櫃	314.00	-14.0	鋼板樁	
75	貨櫃	320.00	-14.0	鋼板樁	85.01
76	貨櫃	320.00	-14.0	鋼板樁	85.01
77	貨櫃	355.00	-15.0	鋼板樁	85.01
78	貨櫃	320.00	-15.0	鋼板樁	
79	貨櫃	355.00	-15.0	鋼板樁	
80	貨櫃	340.00	-14.0	鋼板樁	
81	貨櫃	120.00	-14.0	鋼板樁	
85	中船	225.00	-9.0	鋼板樁	
86	中船	225.00	-9.0	鋼板樁	
87	中船	502.00	-10.0	鋼板樁	
88					
89					
90	中船	400.00	-10.0	鋼板樁	
91	中船	83.00	-7.0	鋼板樁	
92	中船	185.00	-4.0	鋼板樁	
94	中鋼	170.56	-10.5	棧橋式	
95	中鋼	170.56	-10.5	棧橋式	
96	中鋼	170.56	-10.5	棧橋式	
97	中鋼	380.00	-16.5	鋼板樁	
98	中鋼	360.00	-16.5	鋼板樁	
99	中鋼	360.00	-16.5	鋼管樁	
101	中鋼	380.00	-16.5	鋼管樁	
102	中油	177.16	-11.8	鋼板樁	
103	中油	272.84	-11.8	棧橋	81.04
104	中油	251.67	-16.0	其他	
105	中油	300.17	-16.0	其他	
106	台電		-4.2	其他	
111	台電	264.20	-16.5	棧橋式	72.07
112	台電	248.80	-8.5	其他	72.07
115	貨櫃	276.86	-14.0	棧橋式	81.04
116	貨櫃	320.02	-14.0	棧橋式	74.01
117	貨櫃	320.00	-14.0	棧橋式	77.11
118	貨櫃	320.00	-14.0	棧橋式	77.11
119	貨櫃	320.00	-14.0	棧橋式	77.11
120	貨櫃	320.00	-14.0	棧橋式	81.11
121	貨櫃	320.00	-14.0	棧橋式	81.11
122	貨櫃	336.26	-14.0	棧橋式	

資料來源：各港務局提供及本研究整理

3. 臺中港

臺中港碼頭用途、長度、碼頭前水深及結構型式如表 2-3 所示。

表 2-3 臺中港各碼頭用途型式資料表

碼頭編號	用途	長度	寬度	設計水深	碼頭結構	啟用年代
1	穀類	250.00	20.0	-13.0	重力式	66.02
2	油品	250.00	20.0	-13.0	重力式	66.02
3	穀類	250.00	20.0	-13.0	重力式	66.02
4	液體	200.00	20.0	-11.0	重力式	67.04
4A	水泥	185.00	20.0	-9.0	重力式	70.07
5A	雜貨	220.00	23.5	-11.0	棧橋式	71.10
5,6,7,8	雜貨	800.00	23.5	-11.0	棧橋式	65.10
8A	雜貨	260.00	23.5	-11.0	棧橋式	66.09
9	貨櫃	260.00	27.0	-14.0	棧橋式	68.04
10,11	貨櫃	640.00	27.0	-13.0	棧橋式	68.04
12	雜貨	200.00	24.0	-11.0	棧橋式	70.10
13	雜貨	200.00	24.0	-11.0	棧橋式	70.02
14,15	雜貨	360.00	15.75	-10.0	棧橋式	70.04
16,17					棧橋式	70.04
22	雜貨	180.00	23.5	-11.0	棧橋式	
23	雜貨	180.00	20.0	-10.0	重力式	72.06
24	雜貨	180.00	20.0	-10.0	重力式	69.10
25	雜貨	200.00	20.0	-11.0	重力式	71.10
26,27	水泥	400.00	24.0	-11.0	棧橋式	69.03
28	水泥	145.00	24.0	-11.0	棧橋式	71.06
29	大宗	250.00	27.0	-14.0	棧橋式	72.06
30	大宗	320.00	32.0	-14.0	棧橋式	
31,32	貨櫃	640.00	28.0	-14.0	棧橋式	71.10
33,34	貨櫃	500.00	34.5	-14.0	棧橋式	
35	貨櫃	250.00	34.6	-14.0	棧橋式	
99	廢鐵	250.00	25.0	-12.0	棧橋式	
101	煤	340.00		-18.0	棧橋式	
102	煤	340.00		-18.0	棧橋式	
103	煤	290.00		-14.5	棧橋式	
西 1	管道	250.00	25.0	-13.0	重力式	72.06
西 2	管道	250.00	27.0	-14.0	棧橋式	77.06
西 3	管道	250.20	27.0	-14.0	棧橋式	
西 4	管道	250.20	27.0	-14.0	棧橋式	

資料來源：各港務局提供及本研究整理

4. 花蓮港

花蓮港碼頭用途、長度、碼頭前水深及結構型式如表 2-4 所示。

表 2-4 花蓮港各碼頭用途型式資料表

碼頭編號	用途	長度 (公尺)	設計水深 (公尺)	碼頭結構	啟用年代
1,2,3	雜貨	410.00	-7.5	重力式	26.01
4,5	雜貨	320.00	-8.5	鋼板樁	51.10
6	雜貨	150.00	-8.5	鋼板樁	63.02
7	雜貨	120.00	-6.5	重力式	63.02
8	水泥	220.00	-10.5	鋼板樁	63.02
9	雜貨	103.00	-9.5	鋼板樁	67.12
10,11	水泥石料	368.00	-9.5	重力式	67.12
12	雜貨	150.00	-7.5	重力式	67.12
13,14	雜貨	370.00	-9.5	重力式	67.12
15	雜貨	100.00	-8.5	重力式	67.12
16	客運	144.00	-7.5	重力式	67.12
17	雜貨	200.00	-12.0	重力式	79.03
18	水泥	200.00	-12.0	重力式	79.03
19	水泥	310.00	-14.0	重力式	79.03
20	石料	302.00	-14.0	重力式	80.03
21	石料	200.00	-14.0	重力式	80.03
22	石料	200.00	-14.0	重力式	80.03
23	木片	272.00	-14.0	重力式	80.03
24	油品	271.00	-14.0	重力式	80.03
25	煤	332.00	-16.5	重力式	81.06

資料來源：各港務局提供及本研究整理

5. 蘇澳港

蘇澳港碼頭用途、長度、碼頭前水深及結構型式如表 2-5 所示。

表 2-5 蘇澳港各碼頭用途型式資料表

碼頭編號	用途	長度 (公尺)	設計水深 (公尺)	碼頭結構	啟用年代
1	港勤	210.00	-7.5	重力式	70.06
2	化學品	175.00	-11	重力式	70.06
3	水泥	215.00	-11	重力式	70.06
4	散雜貨	300.00	-11	重力式	67.09
5	油品	200.00	-11	重力式	67.09
6	煤碳	290.00	-15	棧橋式	72.07
7	多用途	240.00	-13	棧橋式	72.07
8	散雜貨	125.00	-7.5	重力式	68.08
9	散雜貨	125.00	-7.5	重力式	68.08
10	化學品	175.00	-9	棧橋式	66.12
11	散雜貨	175.00	-9	棧橋式	66.12
12	散雜貨	200.00	-9	棧橋式	66.12
13	散雜貨	180.00	-9	棧橋式	70.10

資料來源：各港務局提供及本研究整理

第三章 液化災損案例與受力機制探討

港灣結構物通常都建築在軟弱的海埔新生地上，或因施工的抽砂回填關係，導致在地震力作用下，碼頭結構物之背填土壤很可能會發生土壤液化的現象，使得碼頭結構物的水平外力大增，甚至超過其能承受的臨界點，造成碼頭滑動或破壞。本章將舉 921 地震及日本阪神地震所造成的碼頭災損案例作說明，並進一步探討碼頭受力機制。

3.1 災損案例

1. 921 集集地震

1999 年 9 月 21 日臺灣發生了規模 7.3 之集集大地震，造成臺灣中部地區許多建築物的嚴重損害，遠在距離震央 50 公里外的臺中港也遭到破壞，該港量測到之地表水平最大加速度 a_{hmax} 為 0.163g，造成 1 號~4 號沉箱式碼頭(總長 1,135 公尺)向海側滑移，其中 1 至 3 號沉箱式碼頭外移 0.5~1.7 公尺，4 號沉箱碼頭外移 0~0.5 公尺，4A 號沉箱碼頭輕微外移，此外，後線儲轉區 9 公頃地層嚴重下陷，致 1、3 號兩座碼頭包裝室嚴重毀損，4A 水泥碼頭包裝室嚴重破壞，部分地下輸送管線排水溝嚴重下陷、折損，11 座糖密儲槽損壞，1.8 萬噸糖蜜外洩，2 座化學品儲槽損壞。相關災損照片如圖 3.1~3.7 所示。

2. 日本阪神地震

1995 年日本發生規模 7.2 之阪神大地震，受損的港灣計有 24 個，其中以神戶港受損最為嚴重，該港所量測到的地表水平最大加速度 $a_{hmax}=0.55g$ ，造成多處碼頭、岸壁外移 2~5.9 公尺，港灣機能全面癱瘓(張、賴，2000)。而其中受損碼頭中以重力式(沉箱式)碼頭結構受損最多也最嚴重，如圖 3.8~3.9 為其中之一沉箱式碼頭受損情形，由照片碼頭後線可清楚看出背填土壤有發生液化的現象(地表有砂漿噴出的殘留泥砂)，造成碼頭水平側向力增加，導致碼頭向海側滑動，後線嚴重下陷，裝卸機具傾倒。圖 3.10 為板樁式碼頭之受損情形，可清楚看出碼頭法線向海側移動，造成岸肩嚴重下陷。



圖 3.1 #1~#4 沉箱式碼頭法線變位側視圖



圖 3.2 #1~#4 沉箱式碼頭岸肩與後線高程差側視圖



圖 3.3 #1~#4 沉箱式碼頭後線災損情形



圖 3.4 921 臺中港裝卸設施災損情形



圖 3.5 921 臺中港倉儲設施災損情形



圖 3.6 921 臺中港儲槽災損情形



圖 3.7 921 臺中港糖蜜儲槽災損情形

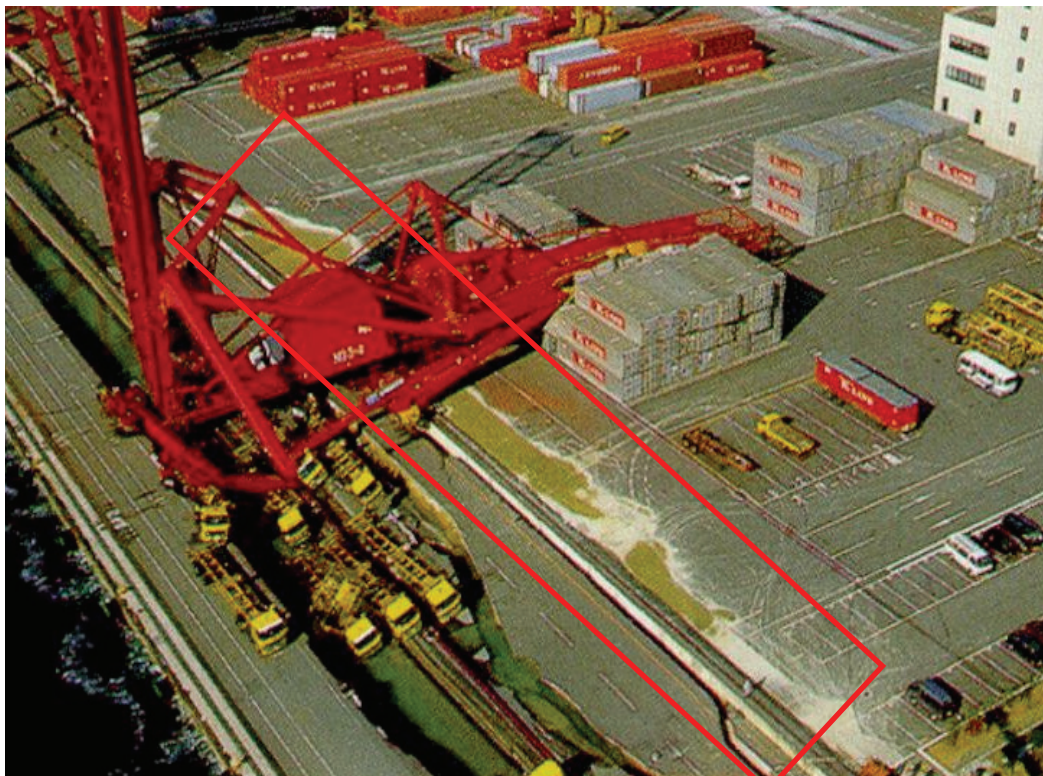


圖 3.8 日本阪神地震神戶港沉箱式碼頭災損情形



圖 3.9 日本阪神地震神戶港沉箱式碼頭後線沉陷災損情形



圖 3.10 日本阪神地震神戶港板樁式碼頭岸肩沉陷災損情形

3. 破壞影響因素

由 921 集集大地震及日本阪神地震之實際案例，可初步歸納出碼頭結構物受地震破壞的規模及影響程度之影響因素，包括地震規模及深度、地理位置、土層及土壤特性、基礎型式及結構型式等，茲說明如下：

(1)地震規模及深度

日本阪神地震的規模為 7.2，震源深度約 14 公里，台灣 921 集集大地震的規模為 7.3，震源深度約 7 公里，這兩次地震的規模均超過 7 以上，且震源深度均屬淺層，因此阪神地震造成神戶港大規模且嚴重的損害，而 921 集集大地震則造成台中港區部分碼頭受損。

(2)地理位置

日本阪神地震中受損的港口及河海堤，均在震央的周圍附近，尤其是神戶港距震央僅約 17 公里，因此其損壞的程度及規模均相當大。而台中港距 921 集集大地震的震央約 50 餘公里，因此其受損程度及規模均較為輕微。

(3)土層及土壤特性

由於碼頭結構物是建築在臨海地區，其土層常屬於沖積土層，另外其建造過程亦常利用抽砂來填後線土地，而沖積土層及抽砂填土在地震力作用下均極可能產生液化或沉陷的現象，以致造成港灣設施的滑動塌陷損壞。

(4)基礎型式

由於上述土層及土壤特性的因素，因此港灣結構物建造時的基礎型式，將會影響到它們受地震作用時的破壞可能，例如以樁基礎支撐的結構物將有助於防止因液化下陷，而產生破壞的可能。

(5)結構型式

神戶港受損的碼頭及岸壁中，經統計以沉箱重力式的受損最

多，較嚴重，而板樁式及棧橋式的受損較少，台中港受損的碼頭亦是沉箱重力式，其原因為不同的結構型式所承受的地震力不同所致。

3.2 液化對碼頭結構物受力機制探討

由過去的地震災損案例得知，背填土壤發生液化與否對重力式碼頭及板樁式碼頭之穩定性影響很大，所以本節將以重力式沉箱碼頭及錨碇式鋼板樁碼頭為例，探討背填土壤未液化與液化之不同情況下碼頭之受力機制。至於棧橋式碼頭受支承土壤液化的影響，主要為因土壤液化導致邊坡滑動，衝擊基樁，造成樁之應力增加而破壞，或因土層液化，導致樁細長比變大，而導致挫曲破壞，相關受力機制將於案例探討時說明。

1. 沉箱式碼頭

為了探討液化對沉箱式碼頭穩定性之影響，茲分別以背填土壤未液化、液化、部分深度液化三種情形之碼頭受力作說明。

(1) 碼頭背填土壤未液化

典型的沉箱式碼頭如圖 3.11 所示，結構本體所受之外力，海側有海水，陸側有背填土壤及地下水，且陸側之地下水位通常高於海側之海水位，地下水位高出海水位之部分稱之殘留水位，一般計算殘留水位以朔望平均低潮位 (L.W.L.) 至朔望平均高潮位 (H.W.L.) 潮差之 1/3 為標準。

如果背填土壤未液化，碼頭受地震力作用其受力示意圖如 3.12 所示，由圖可看出，碼頭在水平方向之驅動力，不但有沉箱本身之慣性力 $K_h \cdot W$ ，海側及陸測水位高程差之殘留水壓力，海側及陸測水位震盪變化之動水壓力，亦有背填土壤之動主動土壓力，而抗滑動力僅有摩擦力 $\mu \cdot (W' - K_v W)$ 。

因此背填土壤未液化之沉箱受地震力時，其抗滑動之安全係數， F_s ，如下式所示：

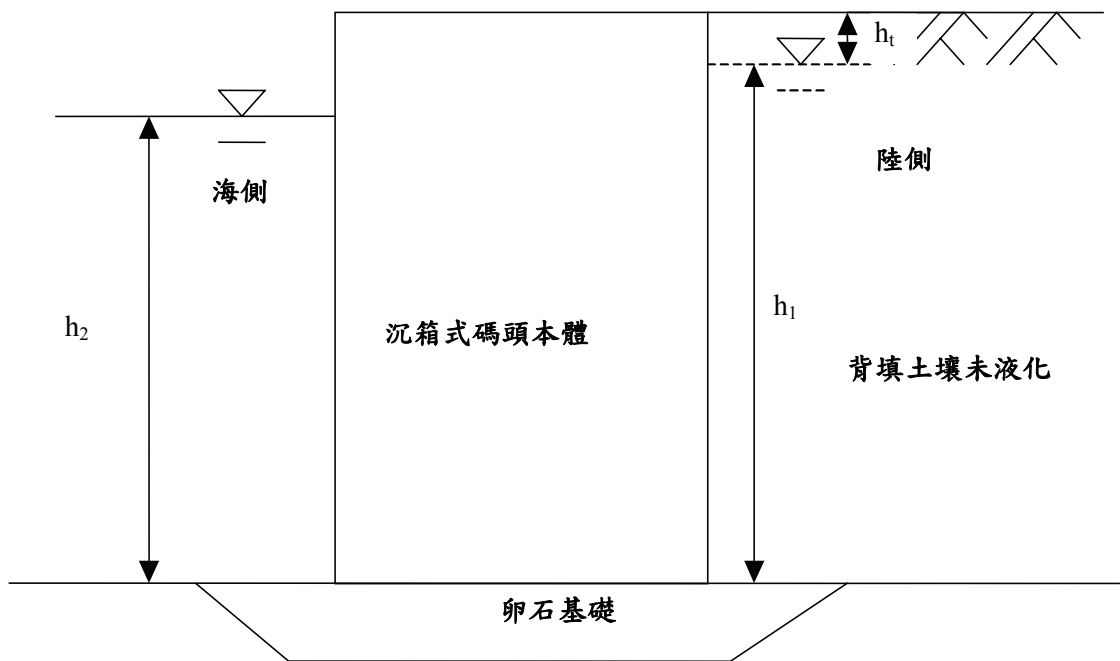


圖 3.11 沉箱式碼頭斷面圖

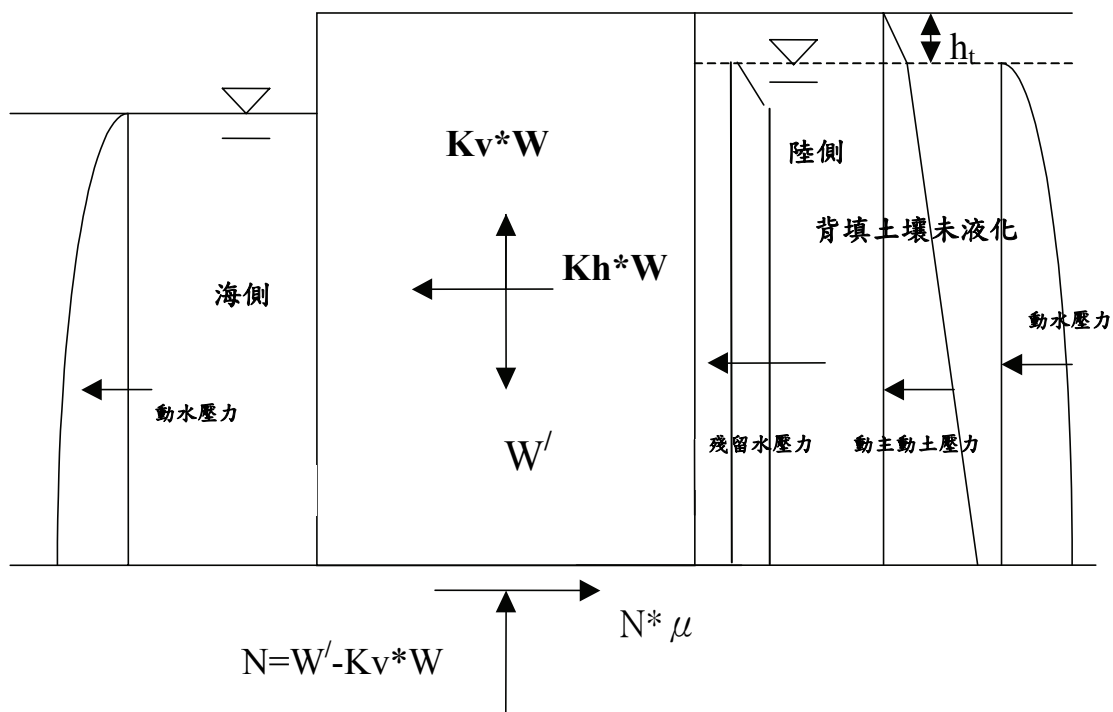


圖 3.12 背填土壤未液化沉箱式碼頭受力示意圖

$$F_s = \frac{\text{抗滑動之摩擦力}}{\text{沉箱之慣性力} + \text{動主動土壓力} + \text{殘留水壓力} + \text{兩側之動水壓力}}$$

$$= \frac{\mu \cdot (W' - K_v \cdot W)}{K_h \cdot W + P_{AE} + (P_w(\text{陸側}) - P_w(\text{港側})) + (P_{we}(\text{陸側}) + P_{we}(\text{港側}))} \dots\dots\dots(3-1)$$

上式中，

μ ：為沉箱底面與基礎之摩擦係數，詳如表 3-1 所示。

W' ：為沉箱總重減去浮力；若沉箱底部之土壤未液化，其浮力為沉箱底部之水壓力；若沉箱底部之土壤已液化，其浮力為沉箱底部之水壓力與液化時超額孔隙水壓力之合。

W ：為沉箱之重量。

K_v ：為垂直地震力係數 a_{vmax}/g ， a_{vmax} 為地表垂直最大加速度。

K_h ：為水平地震力係數，其與地表水平最大加速度 a_{hmax} 之關係，依據 Noda & Uwave 之研究，(1)當 $a_{hmax} \leq 0.2g$ 時， $K_h = a_{hmax}/g$ (2) 當 $a_{hmax} > 0.2g$ 時， $K_h = (1/3) \cdot (a_{hmax}/g)^{1/3}$ 。

表 3-1 摩擦係數(港研所，1997)

項 目	摩 擦 係 數
混凝土與混凝土	0.5
混凝土與岩層	0.5
水中混凝土與岩層	0.7~0.8
混凝土與拋石	0.6
拋石與拋石	0.8
金屬與石	0.3~0.4

$P_w(\text{陸側})$ ：為陸側之靜水壓。 $P_w(\text{陸側}) = \frac{1}{2} \gamma_w \cdot h_1^2$ ， γ_w 為海水的單位重 $1.03t/m^3$ ， h_1 為陸側水位至沉箱底深度(m)。

P_W (海側)：為海側之靜水壓。 P_W (海側) = $\frac{1}{2} \gamma_w \cdot h_2^2$ ， h_2 為海側水位至沉箱底之深度(m)。

P_{WE} (陸側)：為陸側地下水位震盪變化之動水壓力，依據 Matsuo & O'Hara(1960)建議， $P_{WE} = 0.7 \cdot \frac{7}{12} Kh \cdot \gamma_w \cdot h_1^2$ ，唯若以水中震度計算之動態主動土壓力 (港，1997；Matsuzawa et al.，1985)，已包含背填土壤地下水位震盪引起之動水壓力，因此動水壓力不必另外分析。

P_{WE} (海側)：為海側潮位震盪變化之動水壓力，1997 年以後之新設計基準 (港，1997) 建議將碼頭前之動水壓力以外力設計計算之，依據 Westergaard 建議， $P_{WE} = \frac{7}{12} Kh \cdot \gamma_w \cdot h_2^2$ 。

P_{AE} ：為背填土壤之動態主動土壓力，包含殘留水位以上及殘留水位以下至沉箱底之動態主動土壓力，以修正之 Mononobe-Okabe (港，1997；Matsuzawa et al.，1985)公式計算，原 Mononobe-Okabe (Mononobe & Matsuo，1929；Okabe，1926)公式是適用於背填乾砂，經修正之 Mononobe-Okabe 公式是以水中震度計算，因此其計算之動態主動土壓力，已包含背填土壤地下水位震盪引起之動水壓力，其計算公式如式(3-2)(3-3)所示：

$$P_{AE} = K_{AE} \left(\sum \gamma_i' h_i + w \right) \cos \psi \dots\dots\dots (3-2)$$

$$K_{AE} = \frac{\cos^2(\phi - \psi - \theta)}{\cos \theta \cos^2 \psi \cos(\delta + \psi + \theta) \left[1 + \sqrt{\frac{\sin(\phi + \delta) \sin(\phi - \theta)}{\cos(\delta + \psi + \theta) \cos \psi}} \right]^2} \dots\dots\dots (3-3)$$

式中，

P_{AE} ：土層之動態主動土壓 (t/m²)。

K_{AE} ：土層動態主動土壓係數。

ϕ ：土層土壤內摩擦角（度）。

γ' ：土層土壤有效單位體積重量（ t/m^3 ），在殘留水位以上為單位體積重量 γ ，約為 $1.8t/m^3$ ，在殘留水位以下為 $(\gamma_{sat} - \gamma_w)$ ，約為 $1t/m^3$ 。

h ：土層厚度（m）。

Ψ ：壁面與垂直面所成之角度（度）。

δ ：壁面與土壤間之摩擦角（度），主動土壓代正，被動土壓代負。

w ：上方載重（ t/m^2 ）。

θ ：地震合成角，殘留水位上， $\theta = \tan^{-1}(K)$ ；殘留水位下， $\theta = \tan^{-1}(K')$ 。

K ：為震度， $K = Kh/(1 - Kv)$ 。

K' ：換算之水中震度 $K' = \frac{\gamma_{sat}}{\gamma_{sat} - 1} K$ ， γ_{sat} 為土壤之飽和單位重。

(2)碼頭背填土壤液化

當背填土壤液化時，可有兩種觀念解釋沉箱之受力情況，說明如下：

一為以液化時土壤與水成為單位重 γ_{sat} 之重流體觀念解釋，此觀念之提出者有 Ishibashi & Madi(1990)、陳&黃(2000)等，其沉箱之受力示意圖，如圖 3.13 所示，碼頭在水平方向之驅動力與土壤未液化時之驅動力有所不同，沉箱本身之慣性力不變，因背填土壤液化而不再有動態土壓力及靜水壓力，而以液化時之靜態重流體壓力取代，海側潮位震盪變化之動水壓力不變，但陸側地下水位震盪變化之動水壓力以液化時重流體震盪變化之動流體壓力取代。

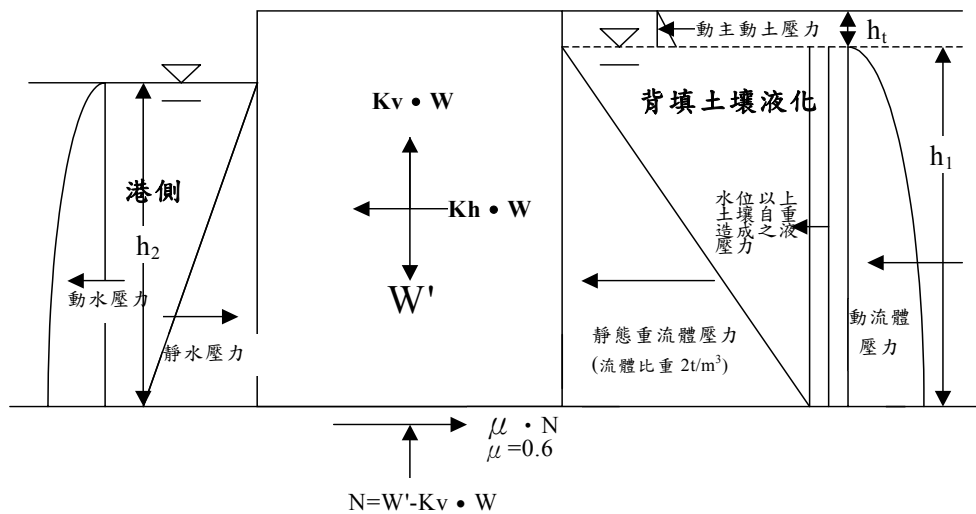


圖 3.13 以重流體觀念解釋背填土壤液化之沉箱式碼頭受力示意圖

另一為本文以液化時超額孔隙水壓力之觀念解釋，當背填土壤液化時，超額孔隙水壓力上升至與土壤之垂直壓力相等，此時土壤之有效應力為零，由於土壤之有效應力為零，因此不再有動態土壓力，而以液化時地下水位異常變化之超額孔隙水壓力取代，由於超額孔隙水壓力上升至與土壤原來之有效應力相等，因此液化時地下水位異常變化之超額孔隙水壓力等於土壤原來之有效應力，因此本文沉箱之受力示意圖，如圖 3.14 所示。

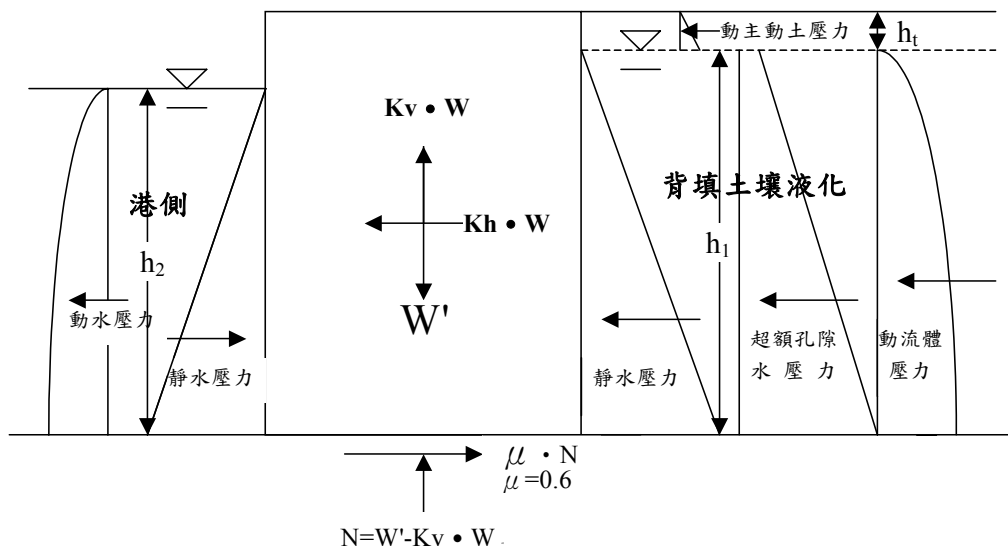


圖 3.14 以超額孔隙水壓解釋背填土壤液化之沉箱式碼頭受力示意圖

由圖 3.14 可知，碼頭在水平方向之驅動力與土壤未液化時之驅動力有所不同，沉箱本身之慣性力與兩側之靜水壓力不變，而背填土壤因液化而不再有動態土壓力，而以液化時地下水位異常變化之超額孔隙水壓力取代，海側潮位震盪變化之動水壓力不變，但陸側地下水位震盪變化之動水壓力以液化時重流體震盪變化之動流體壓力取代，而抗滑動力仍然是 $\mu \cdot (W' - K_v W)$ ，因此背填土液化時，其抗滑動之安全係數，Fs，如下所示：

$$F_s = \frac{\text{抗滑動之摩擦力}}{\text{沉箱之慣性力} + \text{殘留水位以上之動態土壓力} + \text{殘留水壓力} + \text{港側動水壓力} + \text{液化側壓力}}$$

$$= \frac{\mu \cdot (W' - K_v \cdot W)}{Kh \cdot W + P_{AE1} + (P_W(\text{陸側}) - P_W(\text{港側})) + P_{WE}(\text{港側}) + (P_{LE1} + P_{LE2})}$$

..... (3-4)

式中，

$$\begin{aligned} \text{液化之側壓力} &= \text{液化之超額孔隙水壓力} + \text{液化時之動流體壓力} \\ &= P_{LE1} + P_{LE2} \end{aligned}$$

P_{LE1} ：為液化時之超額孔隙水壓，其等於土壤原來之有效應力，

$$P_{LE1} = \gamma_t \cdot h_t \cdot h_1 + \frac{1}{2} \gamma' \cdot h_1^2 \quad \circ$$

P_{LE2} ：為液化時重流體震盪變化之動流體壓力， $P_{LE2} = \frac{7}{12} Kh \cdot \gamma_{sat} \cdot h_1^2$ 。

P_{AE1} ：殘留水位以上之動態主動土壓力， $P_{AE1} = K_{AE1} \cdot \frac{1}{2} \gamma_t \cdot h_t^2$ ；而式(3-1)

之動態主動土壓力 P_{AE} 為殘留水位以上及殘留水位以下至沉箱底動態主動土壓力之總合， $P_{AE} = K_{AE1} \cdot \frac{1}{2} \gamma_t \cdot h_t^2 +$

$$K_{AE2} \cdot \left(\gamma_t \cdot h_t \cdot h_1 + \frac{1}{2} \gamma' \cdot h_1^2 \right), K_{AE1} \text{ 為殘留水位以上之動態主動土壓}$$

係數， K_{AE2} 為殘留水位以下之動態主動土壓係數。

由圖 3.13 與圖 3.14 比較可知，兩種觀念解釋液化時沉箱之受力情況雖然不同，但總合力卻相同，但本文以超額孔隙水壓力觀念之解釋較符合大地工程學液化之定義，而且於超額孔隙水壓力上升，但未達液化之情況，本文之觀念亦能解釋，但重流體之觀念，僅適合液化之情況，至於超額孔隙水壓力上升，但未達液化之情況，重流體之觀念則不適合解釋。

(3) 碼頭背填土壤部分深度液化

背填土壤部分深度液化，另部分深度非液化，其示意圖，如圖 3.15 所示，其沉箱之受力示意圖，如圖 3.16 所示。

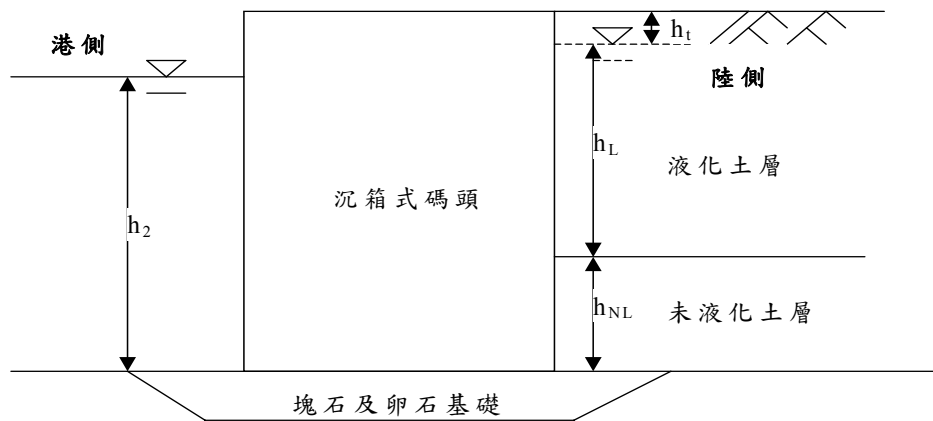


圖 3.15 背填土壤部份深度液化之沉箱式碼頭示意圖

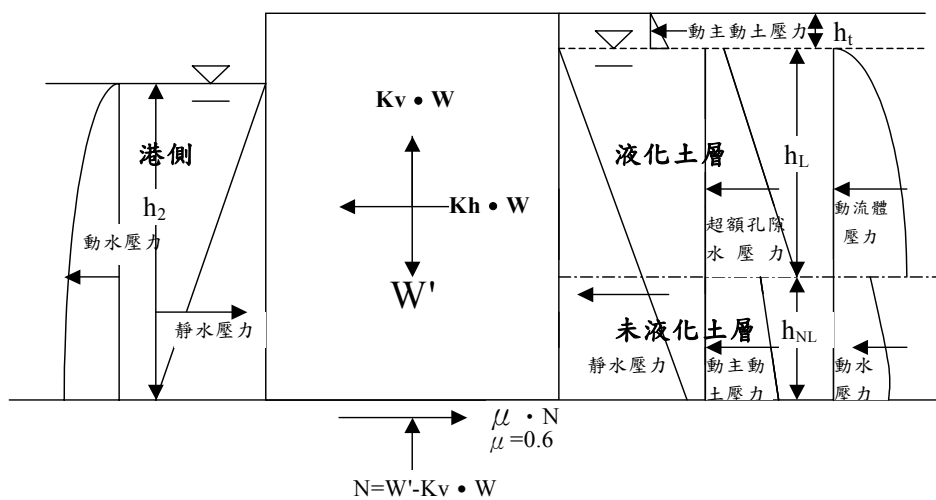


圖 3.16 背填土壤部份深度液化之沉箱式碼頭受力示意圖

由圖 3.16 可知碼頭背填土壤部分深度液化在水平方向之驅動力為液化與非液化之綜合，而抗滑動力仍然是 $\mu \cdot (W' - KvW)$ ，其抗滑動之安全係數， F_S ，如下所示：

$$F_S = \frac{\text{抗滑動之摩擦力}}{\text{沉箱慣性力} + \text{殘留水位以上動土壓力} + \text{殘留水壓力} + \text{港側動水壓力} + \text{液化側壓力} + \text{非液化側壓力}}$$

$$= \frac{\mu \cdot (W' - Kv \cdot W)}{Kh \cdot W + P_{AE1} + (P_W(\text{陸側}) - P_W(\text{港側})) + P_{WE}(\text{港側}) + (P_{LE1} + P_{LE2}) + (P_{AENL} + P_{WENL})}$$

.....(3-5)

式中，

液化之側壓力 = 液化部分之超額孔隙水 壓力 + 液化部分之動流體壓力
 $= P_{LE1} + P_{LE2}$

非液化側壓力 = 非液化部分之動態土壓 力 + 非液化部分之動水壓力
 $= P_{AENL} + P_{WENL}$

P_{LE1} ：為圖 3.16 液化土層厚度 h_L 之超額孔隙水壓力，

$$P_{LE1} = \gamma \cdot h_t \cdot h_L + \frac{1}{2} \gamma' \cdot h_L^2 \text{。}$$

P_{LE2} ：為圖 3.16 液化土層厚度 h_L 之動流體壓力， $P_{LE2} = \frac{7}{12} Kh \cdot \gamma_{sat} \cdot h_L^2$ 。

P_{AE1} ：為圖 3.16 殘留水位以上之動態主動土壓力，

$$P_{AE1} = K_{AE1} \cdot \frac{1}{2} \gamma \cdot h_t^2 \text{。}$$

P_{AENL} ：為圖 3.16 非液化土層厚度 h_{NL} 之動態主動土壓力，

$$P_{AENL} = K_{AENL} \cdot (\gamma \cdot h_t + \gamma' \cdot h_L + \frac{1}{2} \gamma' \cdot h_{NL}) \cdot h_{NL} \text{，} K_{AENL} \text{ 為殘留水位以下非液化土層之動態主動土壓係數。}$$

P_{WENL} ：為圖 3.16 非液化土層厚度 h_{NL} 之動水壓力，

$$P_{WENL} = 0.7 \cdot \frac{7}{12} Kh \cdot \gamma_w [(h_L + h_{NL})^2 - h_L^2] \text{。}$$

$P_{WE}(\text{海側})$ ：海側之動水壓力， $P_{WE}(\text{海側}) = \frac{7}{12} Kh \cdot \gamma_w \cdot h_2^2$ 。

唯若以水中震度計算之動態主動土壓力，已包含背填土壤之動水壓力，因此動水壓力不必另外分析。

2. 板樁式碼頭

本節將探討板樁式碼頭構造物之受力機制，同樣也分為背填土壤未液化、部分液化及全部液化三種情形來作探討。

(1) 背填土壤未液化

標準型的錨碇鋼板樁斷面圖如圖 3.17 所示，板樁受力示意圖如圖 3.18 所示，由圖中可瞭解板樁承受動主動土壓力（ P_{AE} 如 3-2 式所示）、動被動土壓力（ P_{PE} 如 3-6、3-7 式說明）、殘留水壓力（如沉箱式碼頭之殘留水壓力說明）、動水壓力（ P_{WE} 如沉箱式碼頭之動水壓力公式說明）及錨碇力。若不考慮土層滑動、錨碇有無失效及構材的容許強度，該受力機制的板樁穩定條件為錨碇力與動被動土壓力之合力要大於動主動土壓力、殘留水壓力與動水壓力組成的合力，相關穩定性檢核請參閱第四章之分析。

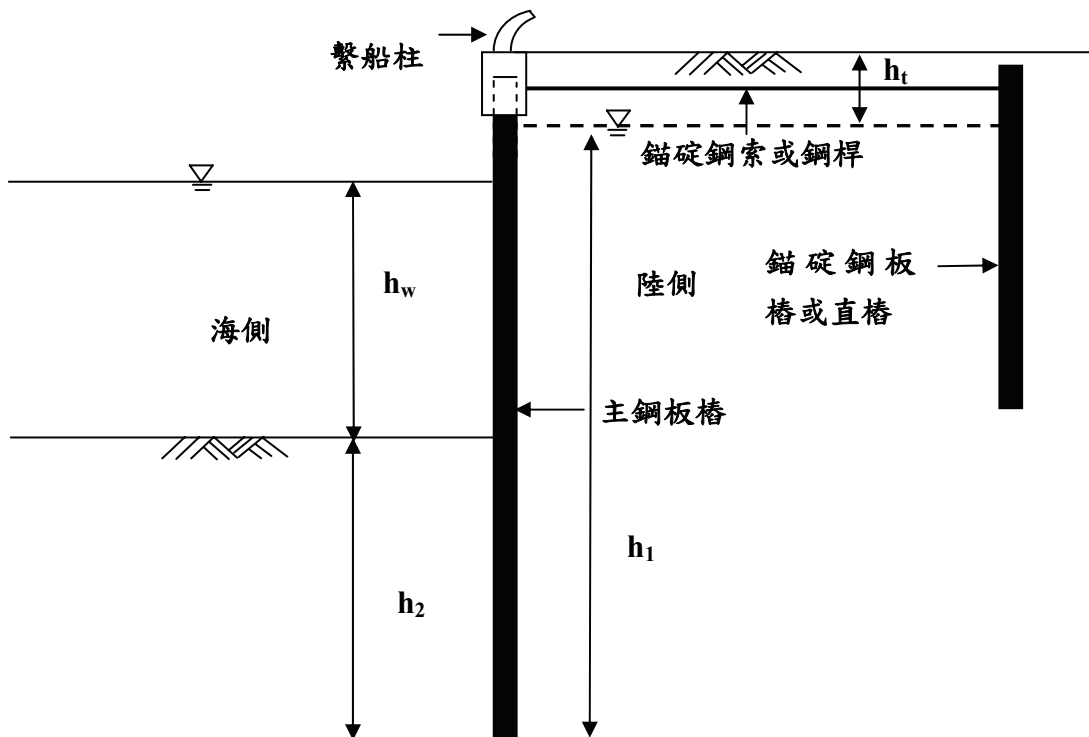


圖 3.17 標準型錨碇鋼板樁碼頭斷面示意圖

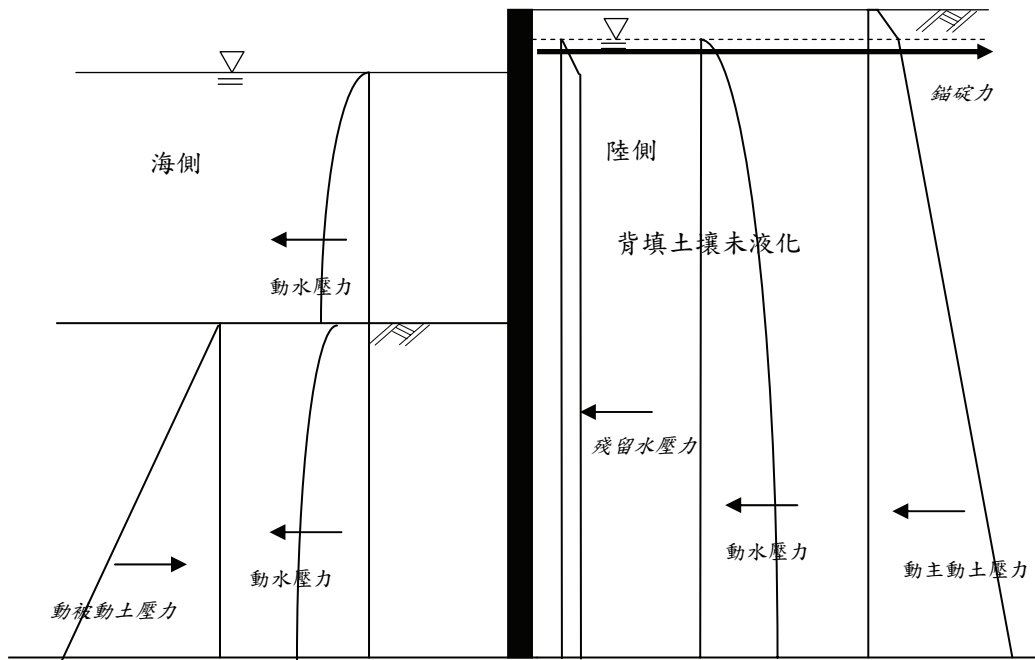


圖 3.18 背填土壤未液化板樁式碼頭受力示意圖

$$P_{PE} = K_{PE} \left(\sum \gamma_i' h_i + w \right) \cos \psi \dots\dots\dots (3-6)$$

$$K_{PE} = \frac{\cos^2(\phi + \psi - \theta)}{\cos \theta \cos^2 \psi \cos(\delta + \psi - \theta) \left[1 - \sqrt{\frac{\sin(\phi - \delta) \sin(\phi - \theta)}{\cos(\delta + \psi - \theta) \cos \psi}} \right]^2} \dots\dots\dots (3-7)$$

式中，

P_{PE} ：土層之動態被動土壓力 (t/m^2)，由海床至板樁入土深之動態被動土壓力，以修正之 Mononobe-Okabe (港，1997；Matsuzawa et al.，1985) 公式計算，原 Mononobe-Okabe (Mononobe & Matsuo，1929⁽¹⁰⁾；Okabe，1926) 公式是適用於乾砂，經修正之 Mononobe-Okabe 公式是以水中震度計算，因此其計算之動態被動土壓力，已包含土壤地下水位震盪引起之動水壓力。

K_{PE} ：土層動態被動土壓係數，相關參數請參閱沉箱式碼頭之說明。

δ ：壁面與土壤間之摩擦角 (度)，主動土壓代正，被動土壓代負。

(2)背填土壤部分液化

板樁受力示意圖如圖 3.19 所示，由圖中可瞭解板樁承受動主動土壓力、動被動土壓力、殘留水壓力、動水壓力及錨碇力，另外加上液化土壤產生的側壓力，包括動流體壓力及超額孔隙水壓力（請參閱本小節之沉箱式碼頭之說明）。若不考慮土層滑動、錨碇有無失效及構材的容許強度，該受力機制的板樁穩定條件為錨碇力與動被動土壓力之合力要大於動主動土壓力、殘留水壓力、動水壓力與陸側液化土層之動流體壓力及超額孔隙水壓力所組成的合力，相關穩定性檢核請參閱第四章之分析。

(3)所有土層液化

板樁受力示意圖如圖 3.20 所示，由圖中可瞭解板樁承受殘留水壓力、動水壓力及錨碇力，另外加上液化土壤產生的側壓力，包括動流體壓力及超額孔隙水壓力。若不考慮土層滑動、錨碇有無失效及構材的容許強度，該受力機制的板樁穩定條件為錨碇力與海側土層液化所產生的超額孔隙水壓力之合力要大於殘留水壓力、動水壓力與陸側液化土層之動流體壓力及超額孔隙水壓力所組成的合力。但原則上此種受力情況，板樁結構早已因錨碇土層的液化造成錨碇失效而破壞，或錨碇鋼索（桿）因承受過大的拉力超過材料容許應力而破壞，即使上述錨碇失效的狀況不發生，海側的土層液化所產生的超額孔隙水壓力對錨碇鋼索（桿）所產生的力矩也無法抵抗圖 3.20 所示的其他所有水平力對錨碇鋼索（桿）所產生的力矩，所以此情況基本上結構是不可能穩定的。

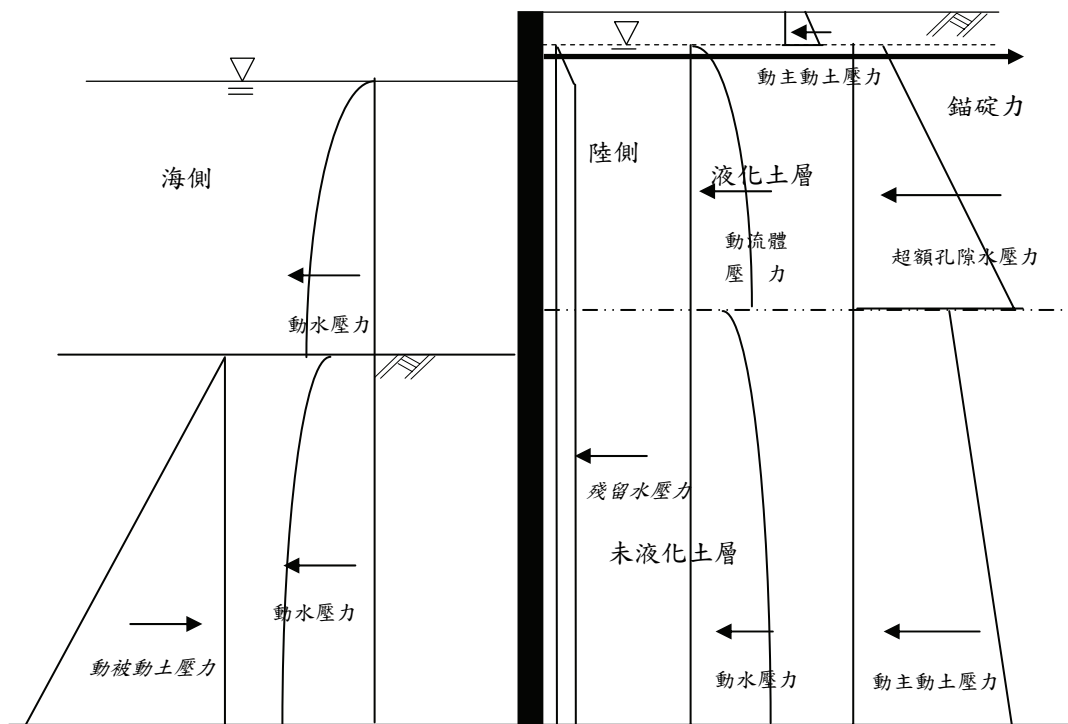


圖 3.19 背填土壤部份液化板樁式碼頭受力示意圖

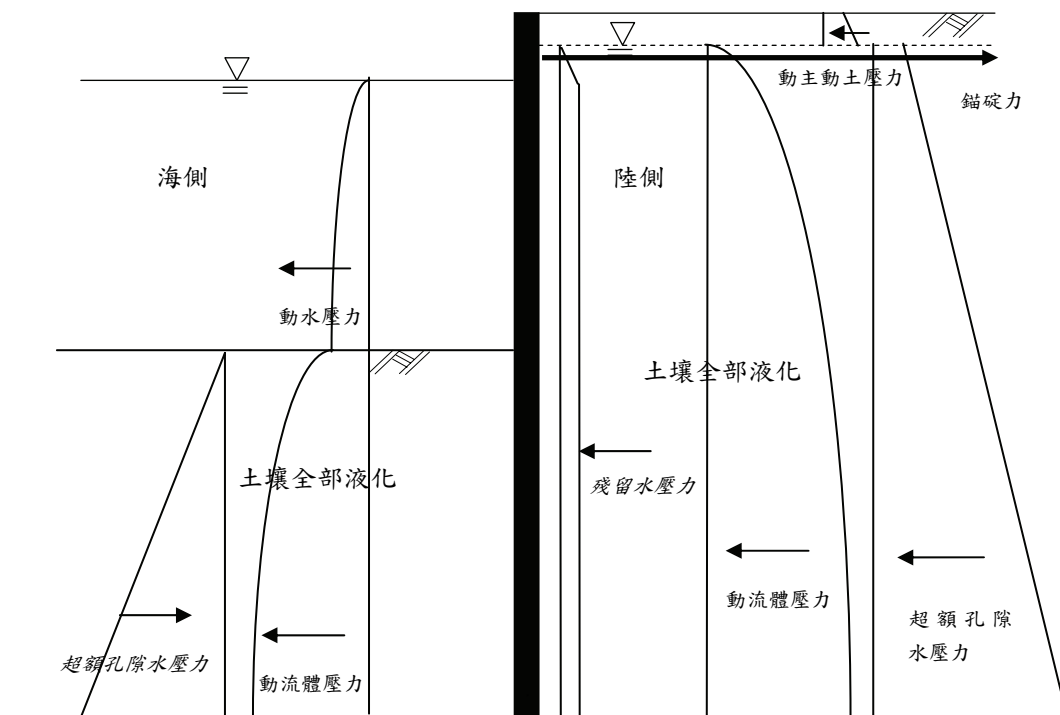


圖 3.20 土壤全部液化板樁式碼頭受力示意圖

第四章 板樁式碼頭之耐震能力評估

本章將針對高雄港 #78 板樁式碼頭受到地震力作用下，以部頒之碼頭設計基準，對碼頭結構之耐震能力做評估，評估的項目與流程如圖 4.1 所示，相關說明如下：

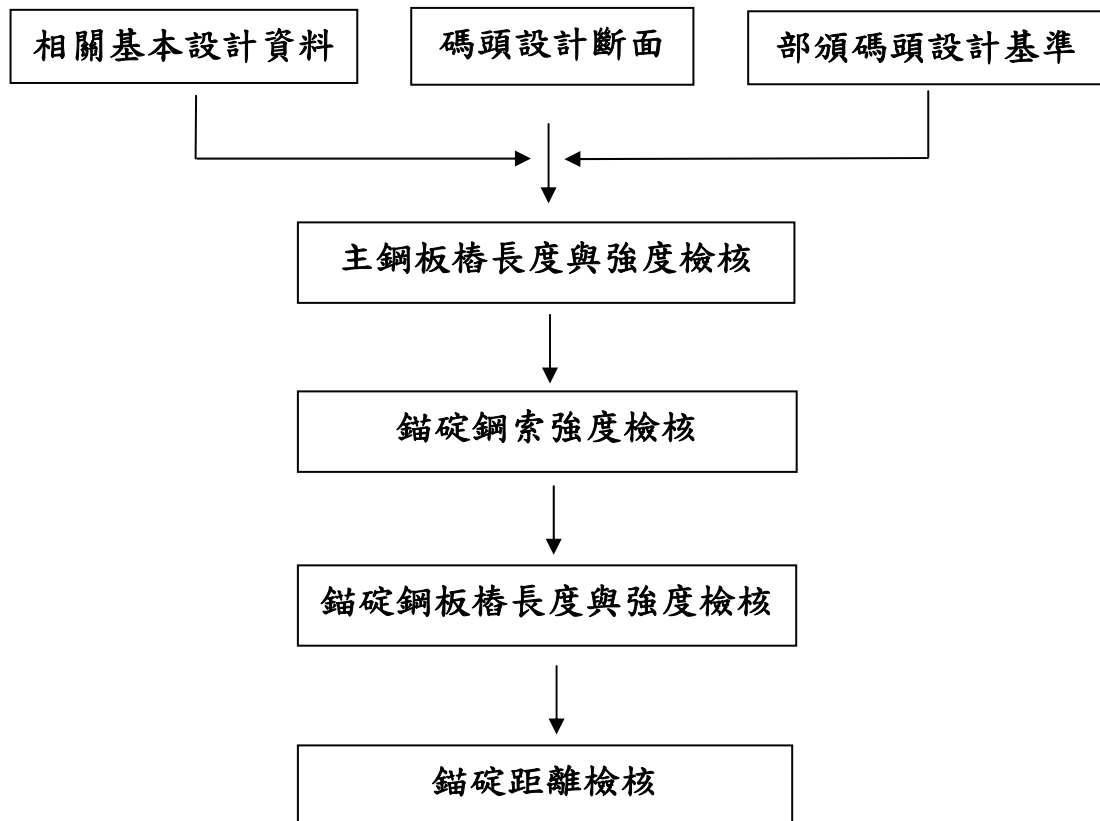


圖 4.1 板樁式碼頭耐震能力評估流程圖

4.1 板樁基本資料

碼頭之斷面圖如圖 4.2 所示，由斷面圖查得各構材材料強度（如表 4-1 及表 4-2 所示）及該碼頭附近地質鑽探所得之碼頭陸上的地質分析資料(如表 4-3 所示)合併處理成圖 4.3 所示的本研究結構物耐震評估的資料。

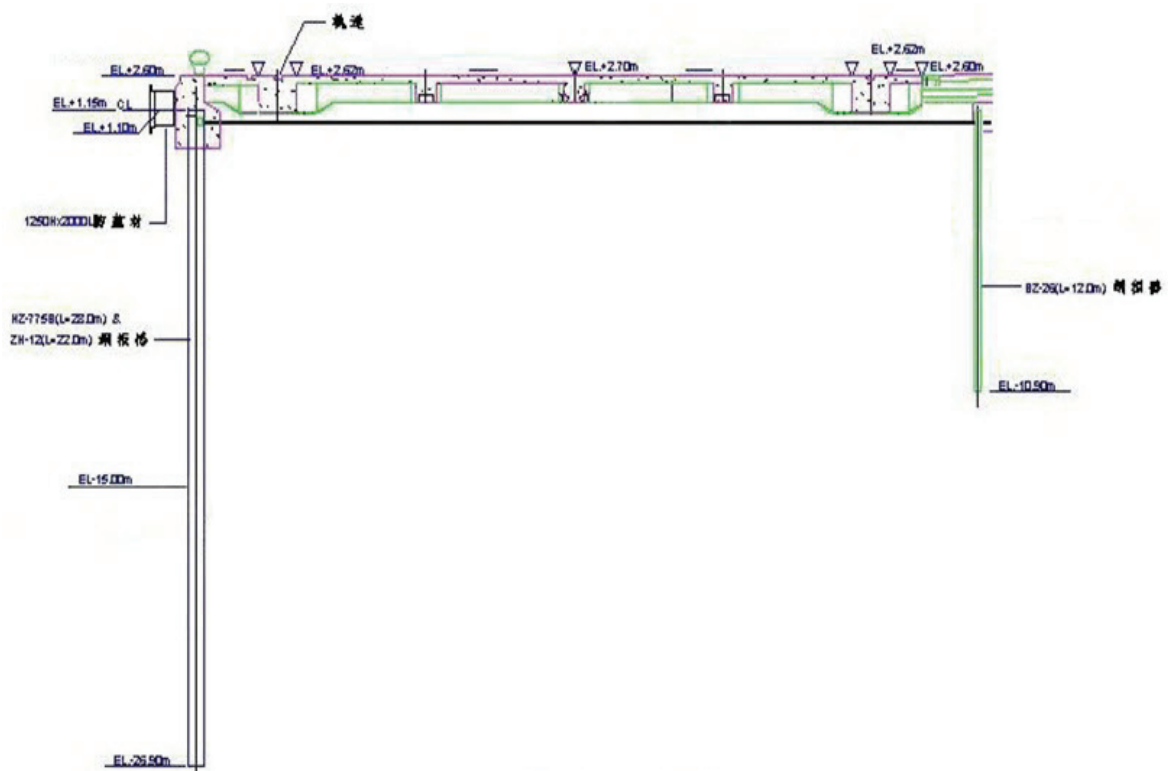


圖 4.2 碼頭現況斷面示意圖

資料來源：港務局

表 4-1 板樁構材相關資料表

	斷面積 A	斷面二次矩 I	斷面係數 Z	降伏強度 σ_y
主鋼板樁 HZ-775A 與 ZH-12 複合斷面	362.3cm ² /m	308,380 cm ⁴ /m	8,610 cm ³ /m	3600 kg/cm ²
錨碇樁 BZ-26	216cm ² /m	45,320 cm ⁴ /m	2,600 cm ³ /m	3200 kg/cm ²

資料來源：港務局

表 4-2 高耐索規格表

項目 \ 編號	F100T	F130T	F160T	F200T
組成	7×11.1 §	7×12.7 §	7×15.2 §	19×9.5 §
公稱直徑(鋼絞線徑) (mm)	33.30	38.10	45.60	47.50
斷面積 (mm ³)	519.30	691.00	970.90	1042.0
鋼絞線單位長度重量(kg/m)	4.09	5.45	7.75	8.77
單位長度重量 (kg/m) (包括包覆料)	4.92	6.54	9.82	10.47
最小破壞拉力強度 (kg)	95000	126000	155600	190500
最小降伏點拉力(kg)	83300	110400	136800	166900
*平時安全拉力(t)	25.00	33.16	40.95	50.13
*地震時安全拉力(t)	38.00	50.40	62.24	76.20
索徑(mm)	43.3	48.1	61.6	63.5

資料來源：港務局

表 4-3 碼頭陸上區土壤參數

深度(M)	厚度(M)	r_t (T/M ³)	C (T/M ²)	ϕ (deg.)
1.71	1.71	1.9	0	30
5.1	3.39	1.0	0	30
7.6	2.5	1.0	0	30
17.6	10	1.0	0.5	35
29.1	11.5	1.0	0.5	35

資料來源：港務局及本研究整理

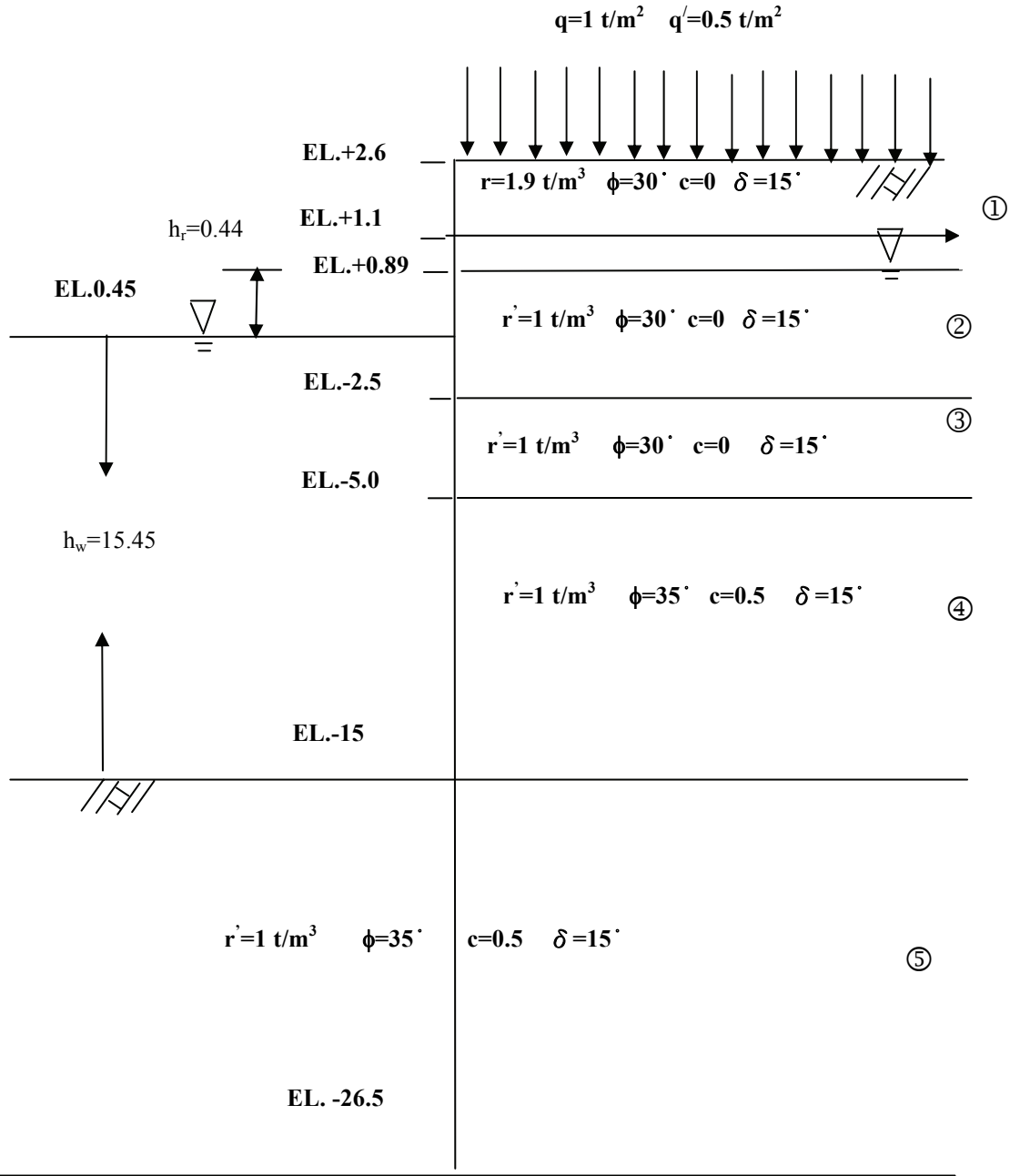


圖 4.3 碼頭各土層土壤參數示意圖

資料來源：本研究整理

4.2 未考慮背填土壤發生液化

本小節針對板樁式碼頭地震力作用下未考慮背填土壤是否發生液化，以圖 4.3 所示的各土層參數，配合部頒碼頭設計基準，依據圖 4.1 之評估流程評估結果，碼頭之耐震能力為承受水平震度 $K_h=0.16$ 之地震力。相關檢核過程說明如下：

1. 主鋼板樁檢核

計算各土層地震力作用下之主動土壓力係數 (k_a) 及被動土壓力係數 (k_p)，如表 4-4 所示。

表 4-4 各土層地震主動土壓力係數 (k_a) 及被動土壓力係數 (k_p)

土層	q_i	r_i	ϕ_i	c_i	δ_i	K_{hi}	θ_i (徑度)	H_i (土層厚度)	k_{ai}	k_{pi}
1	0.5	1.9	30°	0.5	15°	0.16	0.1587	1.71	0.416	-
2	0.5	1	30°	0.5	15°	0.32	0.3097	3.39	0.589	-
3	0.5	1	30°	1	15°	0.32	0.3097	2.5	0.589	-
4	0.5	1	35°	1	15°	0.32	0.3097	10	0.493	-
5	0.5	1	35°	1	15°	0.32	0.3097	11.5	0.493	4.931

(1) 入土長度檢核

依基準規定，板樁入土長度須滿足下式

$$S.F. \leq \frac{M_p}{M_a} \dots\dots\dots (4-1)$$

式中

S.F.：安全係數（常時 1.5，地震時 1.2）

M_p ：被動土壓力對拉桿裝設點之力矩

M_a ：主動土壓力與殘留水壓力對拉桿裝設點之力矩

以 Excel 試算軟體檢核，在地表加速度 $K_h=0.16$ 的狀況下，各土層土壓力如表 4-5 及圖 4.4 所示、各土層對錨碇拉桿之力矩如表 4-6 所示，驗證結果安全係數為 1.94，如 4-2 式所示，大於規範要求之 1.2，故板樁入土長度足夠。

表 4-5 各土層土壓力計算表($K_h=0.16$)

各層主動土壓值 (t/m)		各層被動土壓值 (t/m)		土層厚度 H_i (m)	各層主動土壓力 $= \frac{P_{ai1} + P_{ai2}}{2} \times \text{土層厚度}$		各層被動土壓力 $= \frac{P_{pi1} + P_{pi2}}{2} \times \text{土層厚度}$	
P_{a11}	0.201			1.71	P_{a1}	1.46 (t)		
P_{a12}	1.507							
P_{a21}	2.135			3.39	P_{a2}	10.51 (t)		
P_{a22}	4.065							
P_{a31}	4.065			2.5	P_{a3}	11.94 (t)		
P_{a32}	5.489							
P_{a41}	3.914			10	P_{a4}	62.96 (t)		
P_{a42}	8.678							
P_{a51}	8.678	P_{p11}	2.145	11.5	P_{a5}	131.30 (t)	P_{p1}	339.613 (t)
P_{a52}	14.157	P_{p12}	56.918					

表 4-6 各土層對錨碇拉桿力矩計算表($K_h=0.16$)

P_{ai} (t) ①	與拉桿距離 (m) ②	$M_{ai} = ① \times ②$ (t-m)	P_{pi} (t) ③	與拉桿距離 (m) ④	$M_{pi} = ③ \times ④$ (t-m)
1.46	0.43	0.62			
10.51	2.08	21.87			
11.94	4.91	58.66			
62.96	11.73	738.54			
131.30	22.31	2929.26	339.61	23.63	8024.19

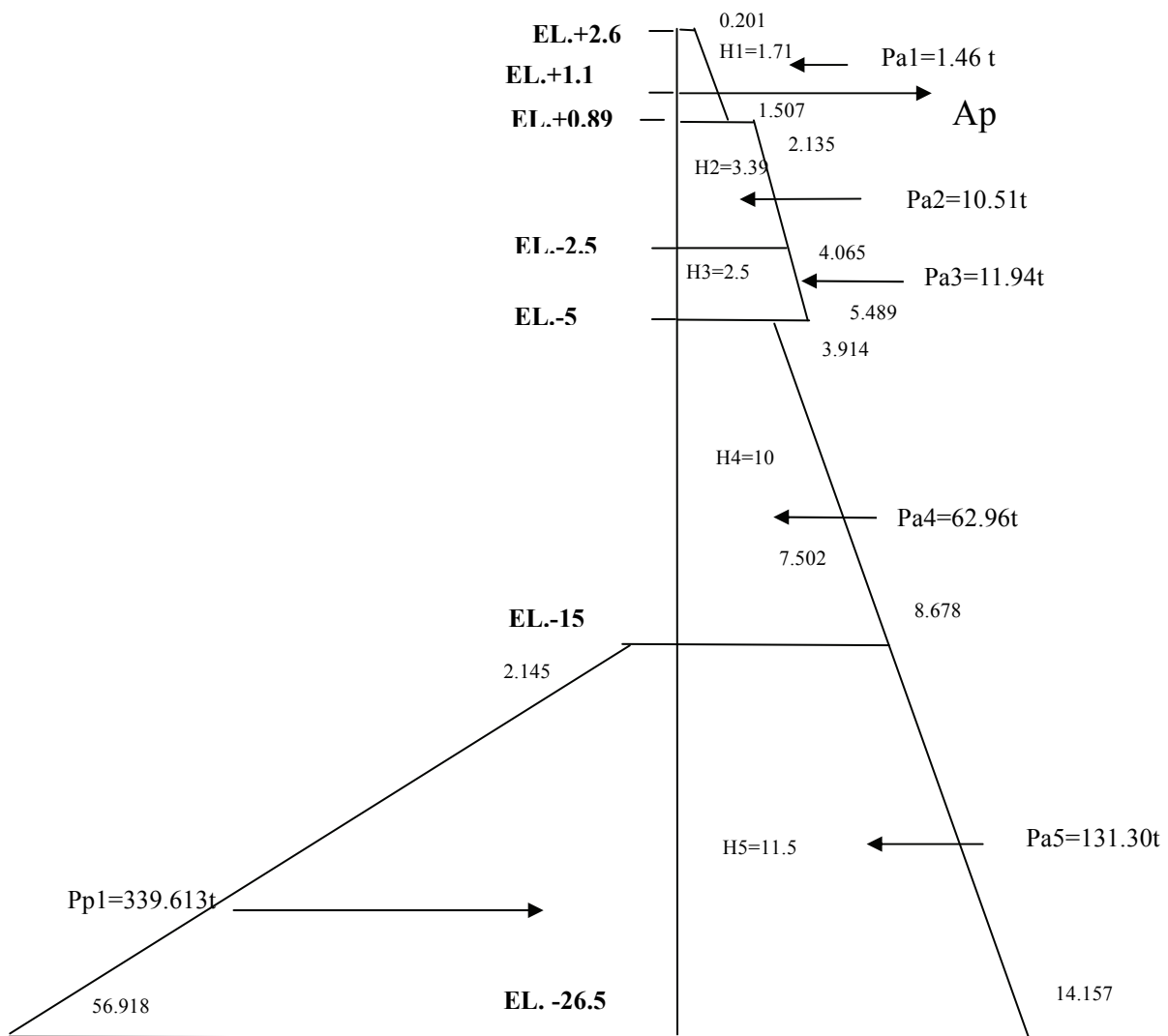


圖 4.4 板樁土壓示意圖($K_h=0.16$)

殘留水壓對拉桿之力矩 (Rwm)

$$\begin{aligned} Rwm &= 0.5 * r_w * h_r * h_r * (h_r * 2/3 + 1.1 - 0.89) + r_w * h_r * (h_w + H_5) \\ &\quad * ((h_w + H_5) / 2 + 1.1 - 0.45) \\ &= 167.54 \text{ t-m} \end{aligned}$$

動水壓對拉桿之力矩 (Dwm)

$$\begin{aligned} Dwm &= 7/12 * K_{hl} * r_w * h_w^2 * (3/5 * h_w + 1.1 - 0.45) \\ &= 7/12 * 0.16 * 1 * 15.45^2 * (3/5 * 15.45 + 1.1 - 0.45) \\ &= 221.01 \text{ t-m} \end{aligned}$$

$$S.F. = \frac{M_{p1}}{M_{a2} + M_{a3} + M_{a4} + M_{a5} + Rwm + Dwm - M_{a1}} = 1.94 \quad (4-2)$$

(2)主鋼板樁最大彎矩與錨碇力檢核

依基準規定作用於板樁之最大彎矩，係假設板樁為以拉桿裝設位置及海底面為支承之簡支樑，而以海底面以上之土壓力、動水壓力及殘留水壓力為載重，如圖 4.5 所示，來計算錨碇力 (Ap)，進而求取主鋼板樁之最大彎矩。經由 Excel 試算軟體計算，板樁錨碇力為 99 噸，小於容許最大拉力 100.8 噸。最大彎矩發生在距板樁頂點 10.7 公尺處的彎矩 241.25 噸-公尺，小於容許最大彎矩 $0.6 * f_y * z * 1.3 = 241.77$ 噸-公尺。

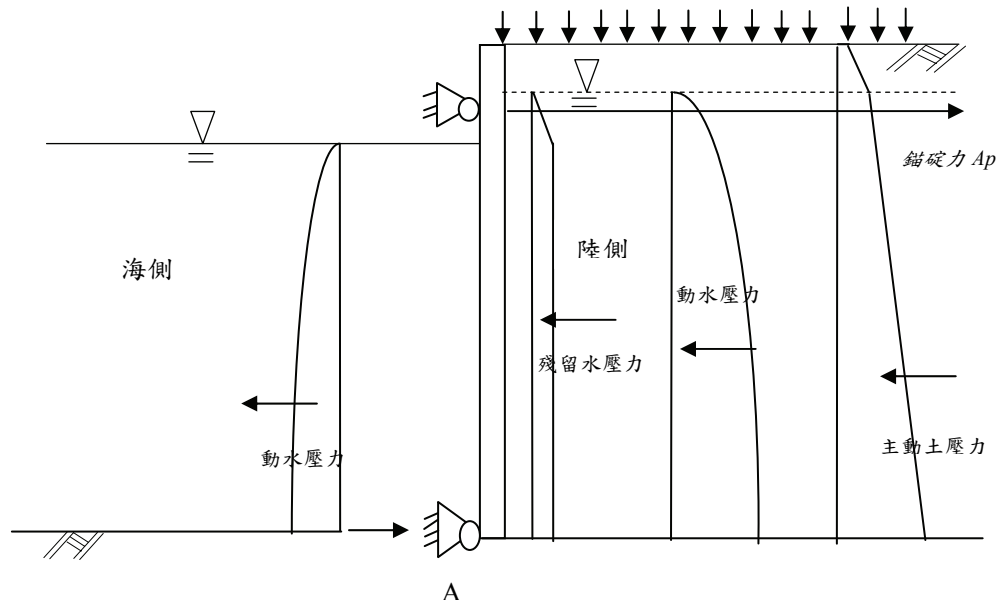


圖 4.5 板樁最大彎矩計算示意圖

背填主動土壓力對 A 鉸點之力矩(Pam)

$$\begin{aligned}
 P_{am} &= P_{a1} * (((2 * P_{a11} + P_{a12}) / (P_{a11} + P_{a12})) * H_1 / 3 + H_2 + H_3 + H_4) + \\
 &\quad P_{a2} * (((2 * P_{a21} + P_{a22}) / (P_{a21} + P_{a22})) * H_2 / 3 + H_3 + H_4) + \\
 &\quad P_{a3} * (((2 * P_{a31} + P_{a32}) / (P_{a31} + P_{a32})) * H_3 / 3 + H_4) + \\
 &\quad P_{a4} * ((2 * P_{a41} + P_{a42}) / (P_{a41} + P_{a42})) * H_4 / 3 \\
 &= 580.14 \text{ t-m}
 \end{aligned}$$

殘留水壓對 A 鉸點之力矩 (Rwm)

$$R_{wm} = 0.5 * r_w * h_r * h_r * (h_r / 3 + h_w) + 0.5 * r_w * h_r * h_w * h_w = 54.02 \text{ t-m}$$

動水壓對 A 鉸點之力矩 (Dwm)

$$\begin{aligned}
 D_{wm} &= 7/12 * K_{hl} * r_w * h_w^2 * (2/5 * h_w) \\
 &= 7/12 * 0.16 * 1 * 15.45 * 15.45 * (2/5 * 15.45)
 \end{aligned}$$

$$=137.68 \text{ t-m}$$

$$A_p = \frac{P_{am} + R_{wm} + D_{wm}}{16.1} = 47.94t$$

$$A_p * \text{鋼索間距} = 47.94 * 2.065$$

$$= 99 \text{ t} < 50.4 * 2 \text{ (採用 2 支 F130T 之拉桿)} = 100.8 \text{ t} \quad (\text{O.K.})$$

經由 Excel 軟體運算得最大彎矩發生在距板樁頂點 10.7 公尺處。

$$M_{\max} = 241.25 \text{ 公噸-公尺} < 0.6 * f_y * z * 1.3 = 0.6 * 3600 * 8610 * 1.3$$

$$= 241.77 \text{ 公噸-公尺} \quad (\text{O.K.})$$

(3) 錨碇板樁最大彎矩與入土長度檢核

本研究依據張有麟單樁橫向承載力理論來檢核錨碇板樁之最大彎矩與入土長度。

$$M_{\max} = 0.322 \frac{T}{\beta} \dots\dots\dots(4-3)$$

其中

T：作用於樁頭之橫向力

$$\beta：樁變形因素，\beta = \sqrt[4]{\frac{k_h \times B}{4EI}}$$

k_h ：橫向地盤反力係數， $k_h = 0.15N$

B：樁寬

EI：基樁之撓曲剛度

N：標準貫入試驗值

由鑽探資料得知道錨碇樁頭之土層標準平均貫入試驗值約為 5，所以 $k_h = 0.15N = 0.75$ ，又 B 以 100 公分代入， $E = 2100000$ ， $I = 45320$ ，代入得 $\beta = 0.0038$

$$M_{\max} = 0.322 \frac{T}{\beta} = 0.322 \frac{47.94 \times 1000}{0.0038} = 4120416 = 41.20 \quad t-m$$

$$0.6 * f_y * Z * 1.3 = 0.6 * 3200 * 2600 * 1.3 = 64.9 t-m > 41.20 t-m \quad (\text{O.K.})$$

入土錨碇鋼板樁長 $L_m = \pi/\beta$ ，由圖 4.2 斷面圖所示錨碇鋼板樁長 11.5 公尺，依下式檢核結果顯示長度足夠。

$$L_m = \frac{\pi}{\beta} = 8.38 m < 11.5 m \quad (\text{O.K.})$$

(4) 錨碇距離 (D) 檢核

藉由圖 4.3 可得各土層之 ϕ 值，由部頒碼頭設計基準可查得各土層的主動與被動破壞角如表 4-7 所示。則錨碇最短距離長度如下式計算得 24.4 公尺，現況錨碇距離 38.1 公尺足夠。

表 4-7 地表加速度 $K_h=0.16$ 各土層主動與被動破壞角

土層	ϕ	ξ_{ai}	ξ_{pi}
1	30°	48°	-
2	30°	36°	16.5°
3	30°	36°	-
4	35°	42°	-

$$D = H_4 * \cot \zeta_{a4} + H_3 * \cot \zeta_{a3} + H_2 * \cot \zeta_{a2} + 0.21 * \cot \zeta_{a1} + (L_m/3) * \cot \zeta_{p2}$$

$$= 28.9 m < 38.1 m \quad (\text{O.K.})$$

4.3 考慮背填土壤發生液化

本小節針對板樁式碼頭地震力作用下考慮背填土壤發生液化，以圖 4.3 所示的各土層參數，配合部頒碼頭設計基準，依據圖 4.1 之評估流程評估結果，碼頭之耐震能力為承受水平震度 $K_h=0.12$ 之地震力。相關檢核過程說明如下：

依據本所賴聖耀本土化液化潛能評估理論，以 GIS 軟體模擬該碼頭後線鑽孔深度之液化機率顯示，如圖 4.6 所示，在地震規模 $M=6.5$ ，地表加速度 $PGA=0.12g$ 的條件下，高程-2.5~-5 公尺之土層已發生液化。

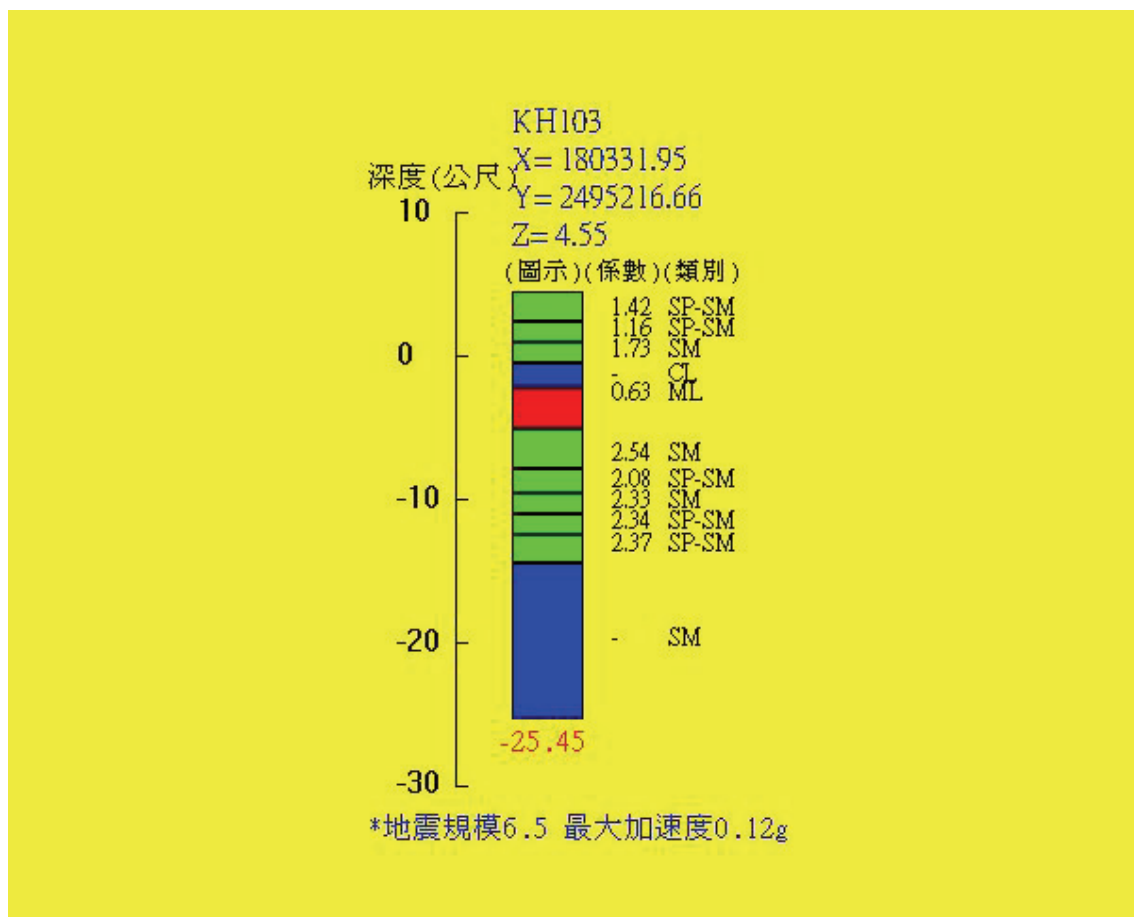


圖 4.6 碼頭鑽孔深度之液化機率

1. 主鋼板樁檢核

(1) 入土長度檢核

以 Excel 試算軟體檢核，在地表加速度 $K_h=0.12$ 的狀況下，各土層土壓力如表 4-8 及圖 4.7 所示、各土層對錨碇拉桿之力矩如表 4-9 所示，驗證結果安全係數為 2.5，如 4-4 式所示，大於規範要求之 1.2，故板樁入土長度足夠。

表 4-8 各土層土壓力計算表($K_h=0.12$)

各層主動土壓值 (t/m)		各層被動土壓值 (t/m)		土層厚度 H_i (m)	各層主動土壓力 $= \frac{p_{ai1} + p_{ai2}}{2} \times \text{土層厚度}$		各層被動土壓力 $= \frac{p_{pi1} + p_{pi2}}{2} \times \text{土層厚度}$	
P_{a11}	0.185			1.71	P_{a1}	1.35 (t)		
P_{a12}	1.388							
P_{a21}	1.784			3.39	P_{a2}	8.78 (t)		
P_{a22}	3.397							
P_{a41}	3.230			10	P_{a4}	52.28 (t)		
P_{a42}	7.226							
P_{a51}	7.226	P_{p11}	2.235	11.5	P_{a5}	109.53 (t)	P_{p1}	367.63 (t)
P_{a52}	11.822	P_{p12}	61.701					

表 4-9 各土層對錨碇拉桿力矩計算表($K_h=0.12$)

P_{ai} (t) ①	與拉桿距離 (m) ②	$M_{ai} = ① \times ②$ (t-m)	P_{pi} (t) ③	與拉桿距離 (m) ④	$M_{pi} = ③ \times ④$ (t-m)
1.35	0.43	0.57			
8.78	2.08	18.27			
52.28	11.74	613.65			
109.53	22.31	2443.78	367.63	23.63	8688.16

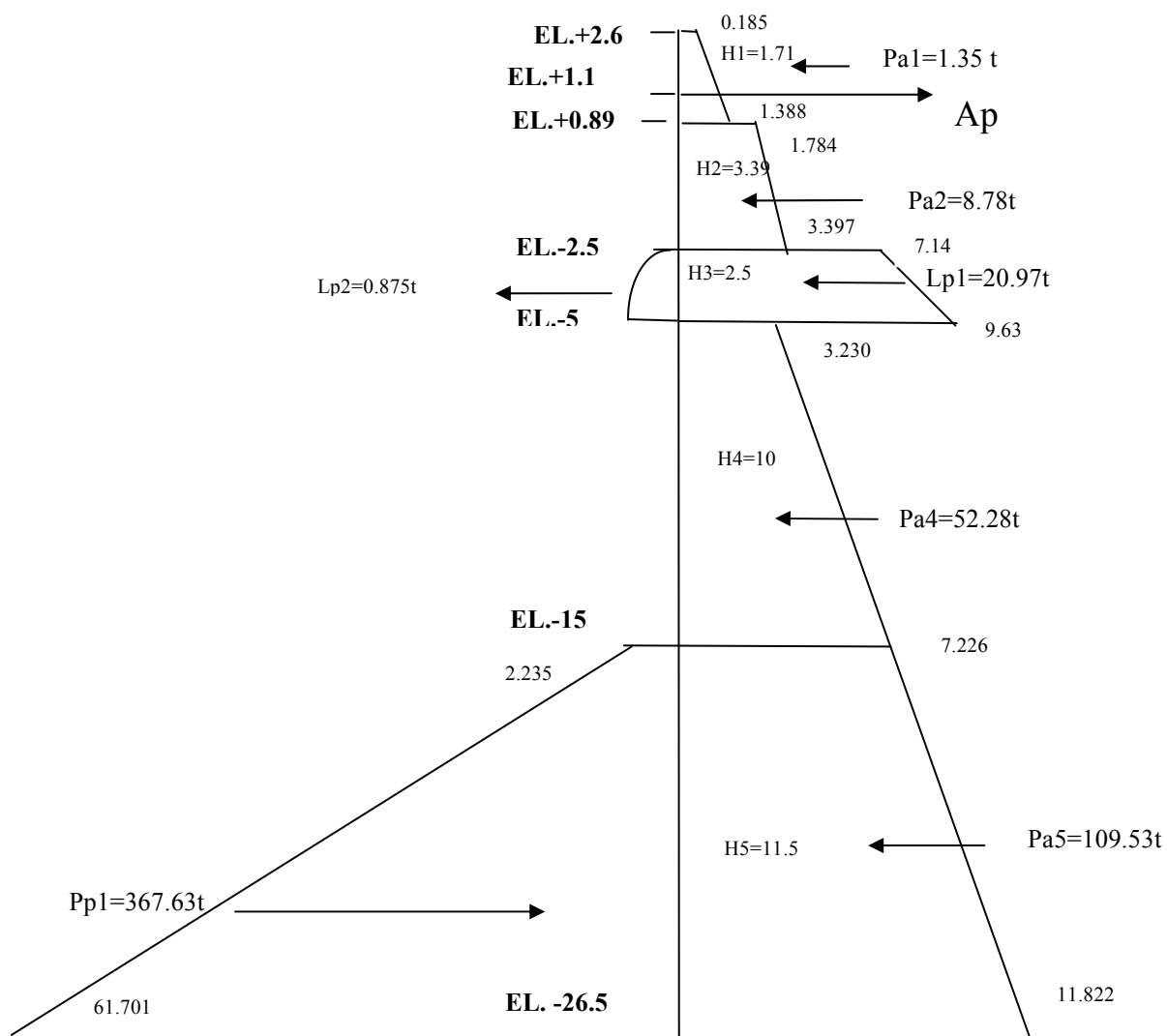


圖 4.7 板樁土壓示意圖($K_h=0.12$)

液化土層之側壓力

=液化之超額孔隙水壓力(Lp1)+液化時之動流體壓力(Lp2)

液化時之超額孔隙水壓力 (Lp1=土壤之有效總應力)

$$Lp1_1 = q' + r_1 * H_1 + r_2' * H_2 = 7.14 \text{ t/m}$$

$$Lp1_2 = q' + r_1 * H_1 + r_2' * H_2 + r_3' * H_3 = 9.64 \text{ t/m}$$

$$Lp1 = 0.5 * (Lp1_1 + Lp1_2) * H_3 = 20.97 \text{ t}$$

液化時之動流體壓力(Lp2)

$$Lp2 = 7/12 * K_{hl} * (r_3' + r_w) * H_3 * H_3 = 0.875 \text{ t}$$

液化土層對拉桿之力矩 (Lpm)

$$Lpm = Lp1 * (((Lp1_1 + 2 * Lp1_2) / (Lp1_1 + Lp1_2)) * H_3 / 3 + H_2 + 0.21) \\ + Lp2 * (3/5 * H_3 + H_2 + 0.21) = 107.48 \text{ t-m}$$

殘留水壓對拉桿之力矩 (Rwm)

$$Rwm = 0.5 * r_w * h_r * h_r * (h_r * 2/3 + 0.21) + r_w * h_r * (h_w + H_5) \\ * ((h_w + H_5) / 2 + 0.65) \\ = 167.54 \text{ t-m}$$

動水壓對拉桿之力矩 (Dwm)

$$Dwm = 7/12 * K_{hl} * r_w * h_w^2 * (3/5 * h_w + 0.65) \\ = 7/12 * 0.12 * 1 * 15.45 * 15.45 * (3/5 * 15.45 + 0.65) \\ = 165.76 \text{ t-m}$$

$$S.F. = \frac{M_{p1}}{M_{a2} + Lpm + M_{a4} + M_{a5} + Rwm + Dwm - M_{a1}} = 2.5 \quad (4-4)$$

(2)主鋼板樁最大彎矩與錨碇力檢核

背填主動土壓力對 A 鉸點之力矩(Pam)

$$\begin{aligned} Pam &= P_{a1} * (((2 * P_{a11} + P_{a12}) / (P_{a11} + P_{a12})) * H_1 / 3 + H_2 + H_3 + H_4) + \\ &P_{a2} * (((2 * P_{a21} + P_{a22}) / (P_{a21} + P_{a22})) * H_2 / 3 + H_3 + H_4) + \\ &LP1 * (((2 * LP1_1 + LP1_2) / (LP1_1 + LP1_2)) * H_3 / 3 + H_4) + \\ &LP2 * (2/5 * H_3 + H_4) + P_{a4} * ((2 * P_{a41} + P_{a42}) / (P_{a41} + P_{a42})) * H_4 / 3 \\ &= 617.73 \text{ t-m} \end{aligned}$$

殘留水壓對 A 鉸點之力矩 (Rwm)

$$Rwm = 0.5 * r_w * h_r * h_r * (h_r / 3 + h_w) + 0.5 * r_w * h_r * h_w * h_w = 54.02 \text{ t-m}$$

動水壓對 A 鉸點之力矩 (Dwm)

$$\begin{aligned} Dwm &= 7/12 * K_{hl} * r_w * h_w^2 * (2/5 * h_w) \\ &= 7/12 * 0.12 * 1 * 15.45^2 * (2/5 * 15.45) \\ &= 103.26 \text{ t-m} \end{aligned}$$

$$Ap = \frac{Pam + Rwm + Dwm}{16.1} = 48.14t$$

$$Ap * \text{鋼索間距} = 48.14 * 2.065$$

$$= 99.40 \text{ t} < 50.4 * 2 \text{ (採用 2 支 F130T 之拉桿)} = 100.8 \text{ t} \quad (\text{O.K.})$$

經由 Excel 軟體運算得最大彎矩發生在距板樁頂點 9.8 公尺處。

$$\begin{aligned} M_{\max} &= 224.64 \text{ 公噸-公尺} < 0.6 * f_y * z * 1.3 = 0.6 * 3600 * 8610 * 1.3 \\ &= 241.77 \text{ 公噸-公尺} \quad (\text{O.K.}) \end{aligned}$$

2. 錨碇板樁最大彎矩與入土長度檢核

由於錨碇之土層已液化，由公路橋樑耐震設計規範規定，其土壤參數要做適當的折減，依據賴聖耀本土化液化潛能評估理論分析的結果，液化土層之抗液化安全係數（ F_L ）值為 0.63，如圖 4.6 所示，液化土層距地表面之深度介於 5.1~7.6 公尺間，查得其土壤參數折減係數（ D_E ）為 0.333，所以依其設計資料顯示，該土層之標準貫入試驗值為 5，經折減後為 1.7，所以 $k_h=0.15N=0.25$ ，又 B 以 100 公分代入， $E=2100000$ ， $I=45320$ ，代入得 $\beta=0.00285$ 。

$$M_{\max} = 0.322 \frac{48.14 * 1000}{0.00285} = 5446349 = 54.46 \quad t - m$$

$$0.6 * f_y * Z * 1.3 = 0.6 * 3200 * 2600 * 1.3 = 64.90 \text{ t-m} > 54.46 \text{ t-m} \quad (\text{O.K.})$$

入土錨碇鋼板樁長 $L_m = \pi / \beta$ ，由圖 4.2 斷面圖所示錨碇鋼板樁長 11.5 公尺，依下式檢核結果顯示長度足夠。。

$$L_m = \frac{\pi}{\beta} = 11.03 \text{ m} < 11.5 \text{ m} \quad (\text{O.K.})$$

3. 錨碇距離（D）檢核

由於第三層之土層液化， ϕ 值需折減，故 ϕ 值由 30° 折減為 10° ，經碼頭設計基準可查得各土層地震力作用下的主動與被動破壞角如表 4-10 所示（由於基準之土壓係數表 ϕ 值最低為 22° ，故液化層之主動與被動土壓破壞角以 $\phi=22^\circ$ 之值概算）。則錨碇最短距離長度如下式計算得 28.44 公尺，現況錨碇距離 38.1 公尺足夠。

$$\begin{aligned} D &= H_4 * \cot \alpha_{a4} + H_3 * \cot \alpha_{a3} + H_2 * \cot \alpha_{a2} + 0.21 * \cot \alpha_{a1} + (L_m / 3) \\ &\quad * \cot \alpha_{p2} \\ &= 28.4 \text{ m} < 38.1 \text{ m} \quad (\text{O.K.}) \end{aligned}$$

表 4-10 地表加速度 $K_h=0.12$ 各土層主動與被動土壓破壞角

土層	ϕ	ξ_{ai}	ξ_{pi}
1	30°	50.2°	-
2	30°	42.4°	18°
3	22°	31.7°	-
4	35°	47.5°	-

4.5 小結

經由 4.3 節及 4.4 小節之評估結果，不考慮背填土壤發生液化，碼頭之耐震能力能承受水平震度 $K_h=0.16$ 之地震力，但若考慮背填土壤發生液化，碼頭之耐震能力降為能承受水平震度 $K_h=0.12$ 之地震力，顯示背填土壤是否發生液化，對碼頭之耐震能力有很大的影響。

此外，參考建築物耐震設計規範之規定，86 年版規範中工址水平加速度係數 Z 需大於 $0.4 S_{DS}$ （工址短週期設計水平譜加速度係數）之要求。其中 $S_{DS}=F_a \times S_S^D$ ，因本案例碼頭背填土壤之平均標準貫入試驗值 $\bar{N}<15$ ，查該基準之附表屬第三類地盤（軟弱地盤），又該碼頭位於高雄市前鎮區，查得 S_S^D 為 0.5、 F_a 為 1.2，經計算得 $S_{DS}=0.6$ ，故工址水平加速度係數 Z 需大於 0.24，而 $K_h=0.5 \times Z=0.12$ ，故本案例碼頭之耐震能力尚能符合新基準的要求。

本研究僅考慮水平震度，若將垂直震度（取 $K_v=0.5 \times K_h$ ）的影響納入考量，依震度公式 $K=K_h/(1-K_v)$ 重新評估碼頭之耐震能力，評估結果碼頭耐震能力降為水平震度 $K_h=0.116$ 。

第五章 棧橋式碼頭耐震能力評估

本章以某港既有棧橋式碼頭為實例，參考港灣構造物設計基準並考量土壤液化因素，分別探討既有棧橋式碼頭之耐震能力，相關評估項目與流程如圖 5.1 所示。

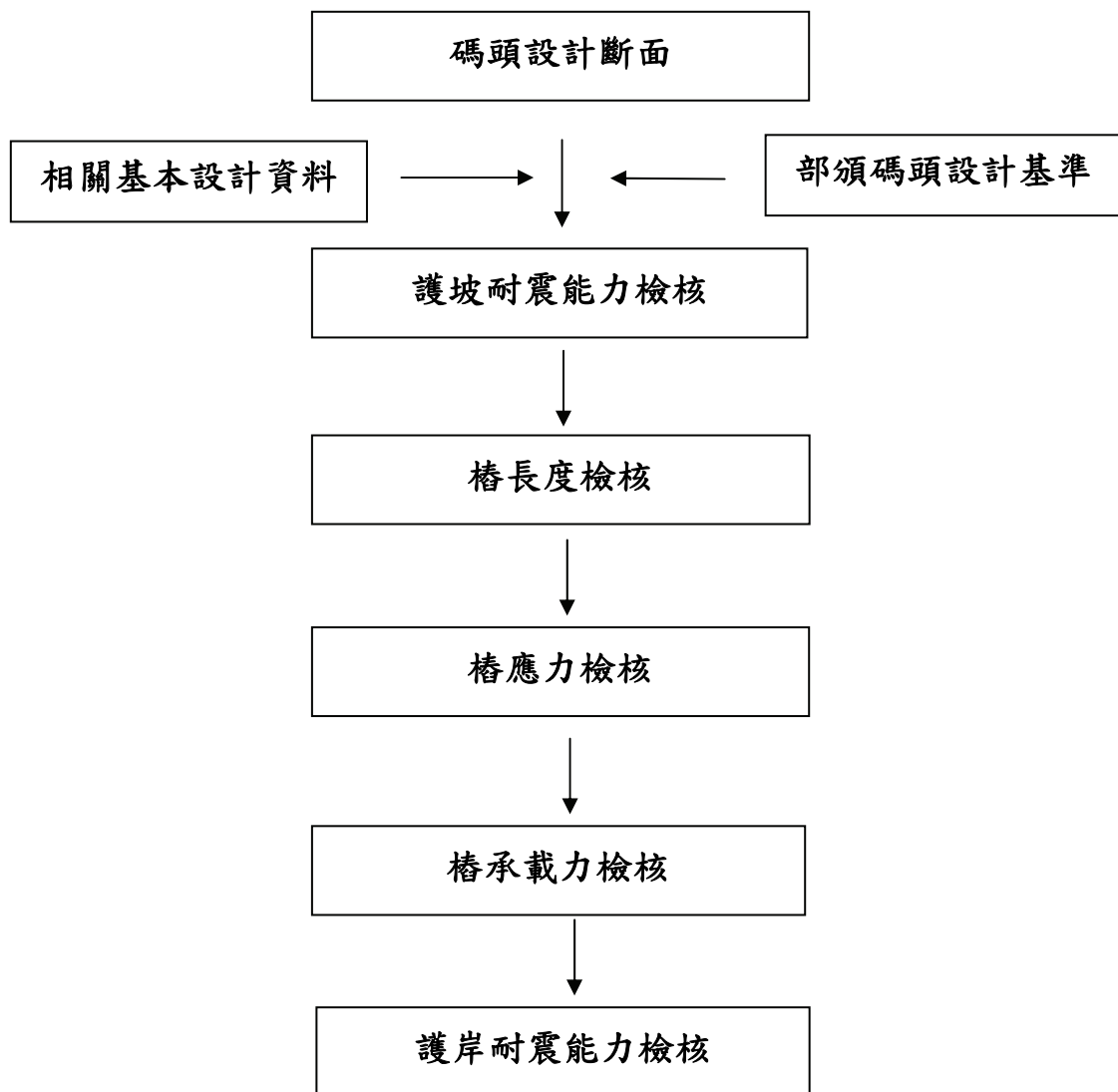


圖 5.1 棧橋式碼頭耐震能力評估項目與流程圖

5.1 碼頭斷面與分析條件

本案例為斜樁棧橋式碼頭，碼頭標準斷面圖詳如圖 5.2 所示，碼頭上部結構為鋼筋混凝土梁版系統，下部結構為鋼管樁組成，基樁尺寸分別為直徑 80 公分，厚 1.2 公分。碼頭之一般條件、自然條件、材料強度、載重等基本設計資料如下說明。

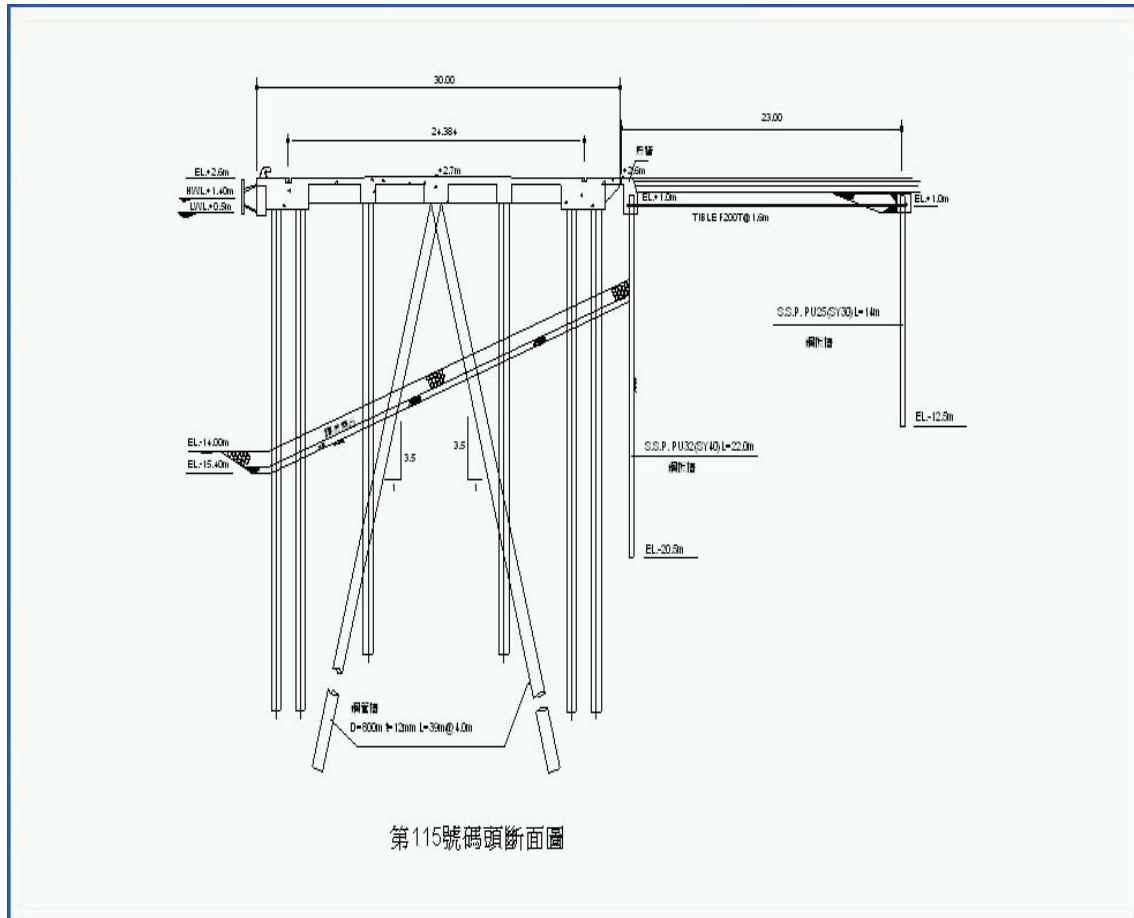


圖 5.2 碼頭斷面圖

(1)一般條件

碼頭泊船噸位：55,000GT

設計水深：EL.-14.0M

碼頭面高程：EL.+2.6M

碼頭長度：277 M

(2)自然條件

潮位：H.H.W.L. EL.+2.6M

H.W.L. EL.+1.2M

M.W.L. EL.+0.6M

L.W.L. EL.+0.3M

L.L.W.L. EL.+0.0M

(3)超載

平時：3 (t/m²)

地震時：1 (t/m²)

(4)地震係數

水面上：K_h=0.1

水面下：K_h=0.2

(5)單位重

鋼材 7.85t/m³

鋼筋混凝土 2.45 t/m³

(6)容許應力

混凝土

鋼筋混凝土 $fc' = 210 \text{ kg/cm}^2$

純混凝土 $fc' = 175 \text{ kg/cm}^2$

容許應力根據 ACI 鋼筋混凝土設計相關規範地震、颱風、船舶靠

岸時容許值增加 1/3。

$$\text{鋼筋 } f_a = 1,400 \text{ kg/cm}^2 \quad (f_y = 2,810 \text{ kg/cm}^2)$$

$$f_a = 1,600 \text{ kg/cm}^2 \quad (f_y = 4,200 \text{ kg/cm}^2)$$

地震、颱風、船舶靠岸時上述容許值增加 1/3。

構造用鋼材、鋼管樁(SS41、STK41 或同級品)

$$\text{軸向拉應力 } \sigma_a = 1,400 \text{ kg/cm}^2$$

$$\text{軸向壓應力 } 0 < l/r < 110 \quad \sigma_{ca} = 1,300 - 0.06(l/r)^2 \text{ kg/cm}^2$$

$$l/r > 110 \quad \sigma_{ca} = 7,200,000/(l/r)^2 \text{ kg/cm}^2$$

$$\text{彎曲應力 } \sigma_{ba} = 1,300 \text{ kg/cm}^2$$

$$\text{剪應力 } \sigma_a = 800 \text{ kg/cm}^2$$

$$\text{彈性模數 } E_s = 2.1 \times 10^7 \text{ t/m}^2 = 2.1 \times 10^6 \text{ kg/cm}^2$$

地震、颱風、船舶靠岸時，上項容許值增加 1/2。

鋼板樁

SY40 或同級品

$$\text{斷面積 } A = 242 \text{ cm}^2$$

$$\text{斷面模數 } Z = 3200 \text{ cm}^3$$

$$\text{慣性矩 } I = 72320 \text{ cm}^4$$

$$\sigma_a = 2,400 \text{ kg/cm}^2$$

SY30 或同級品

斷面積 $A=188 \text{ cm}^2$

斷面模數 $Z=2500 \text{ cm}^3$

慣性矩 $I=5650 \text{ cm}^4$

$$\sigma_a = 1,800 \text{ kg/cm}^2$$

地震、颱風、船舶靠岸時，上項容許值增加 1/2。

錨碇鋼索

F200T 地震容許拉力 76 公噸

5.2 不考慮土壤液化碼頭耐震能力評估

本節參考港灣構造物設計基準及相關設計資料，以原設計震度 ($K_h=0.1$) 進行棧橋式碼頭耐震能力評估，若各評估項目符合基準要求，再進一步評估碼頭之最大耐震能力，相關評估步驟包括護坡穩定、樁之耐震能力及護岸之耐震能力三部份。其中邊坡穩定部份，主要考慮塊石之穩定性；而樁的部份，將碼頭簡化為一平面結構，地震力均勻作用於碼頭上部結構，其地震力作用之水平力皆由斜群樁負擔，計算各樁之應力，並檢核其根入深度、應力及樁之承载力是否符合基準之規定；至於護岸的部份，因其結構型式為板樁式護岸，其評估項目及步驟將參考本所「地震引致板樁式碼頭之穩定性分析」報告之板樁耐震能力評估步驟，茲說明如下。

5.2.1 邊坡之穩定性評估

本案例為砂性土壤，因塊石層與基礎土壤成平行，如圖 5.2 所示，故其破壞模式可依土壤力學無限邊坡破壞模式來分析，說明如下：

邊坡安全係數

$$FS = \frac{\tau_f}{\tau} = \frac{rH \cos^2 \beta \tan(\phi - \theta)}{rH \sin \beta \cos \beta} = \frac{\tan(\phi - \theta)}{\tan \beta} \dots\dots\dots (5-1)$$

其中

τ_f = 滑動面抵抗力

τ = 滑動土層驅動力

r = 土壤單位重

H = 滑動土層高度

β = 坡面與水平面之夾角

ϕ = 土壤內摩擦角

θ = 地震合成角

因塊石內摩擦角為 40^0 ，而坡面土壤內摩擦角為 31^0 ，取小者故 ϕ 為 31^0 ， $\tan \beta = \frac{1}{4} = 0.25$ ， $\theta = \tan^{-1}(\frac{r}{r-1}K) = 11.3^0$ ，代入 5-1 式得安全係數為 1.43，故邊坡之穩定性通過檢核。

5.2.2 樁之耐震能力評估

1. 樁根入深度檢核

本案例依張有齡氏之假想固定法，利用 5-2 式求取 β 值，其假想固定點距假想地表面為 $1/\beta$ ，如圖 5.3 所示，其中橫向地層反力係數之 SPT N 平均值由設計資料得知為 10。說明如下：

$$\beta = \sqrt[4]{\frac{E_s}{4EI}} \dots\dots\dots (5-2)$$

E_s = 地層土壤之彈性模數 (kg/cm^2) = $k_h \times D$

k_h = 橫向地層反力係數 (kg/cm^3)

由設計基準可知不論砂或黏土皆可以

$k_h = 0.15N$ 計算 (N 為 SPT 貫入試驗 N 值)

D = 基樁直徑 = 80 cm

t = 基樁厚度 = 1.2 cm

假想地表面計算：

$$\alpha = \tan^{-1} \frac{1}{4} = 14.04^\circ \quad \rightarrow \quad \text{假想地表面} \quad \frac{\alpha}{2} = 7.02^\circ$$

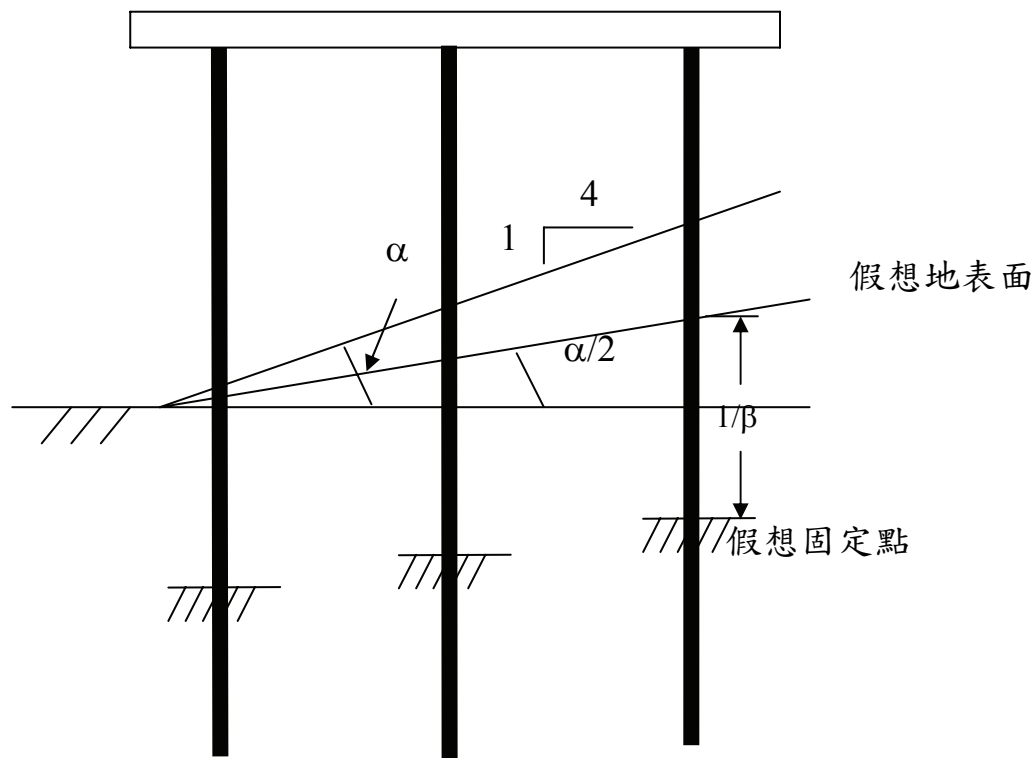


圖 5.3 假想地表面示意圖

設計年限採 50 年銹蝕量，則海底銹蝕率=0.02 mm/year

故 50 年海水銹蝕量=0.02×50=1 mm

由以上計算可知鋼管樁外徑尚須扣除銹蝕厚度，計算如下：

外徑 $D_{out} = 80 - 2 \times 0.1 = 79.8 \text{ cm}$

內徑 $D_{in} = 80 - 2 \times 1.2 = 77.6 \text{ cm}$

斷面慣性矩 $I = \frac{\pi}{64} (D_{out}^4 - D_{in}^4) = 210500 \text{ cm}^4$

$k_h = 0.15 N = 0.15 \times 10 = 1.5$ (N 由設計資料得)

$\beta = \sqrt[4]{\frac{k_h D}{4EI}} = 0.00287$ 則 $\frac{1}{\beta} = 349 \text{ cm}$

假想固定點距假想地表面之距離 $1/\beta=349$ 公分，樁之入土深度須超過假想地表面下 $3/\beta=1,046$ 公分，而各樁長及樁號如圖 5.4 所示，計算得各樁之假想地表面高程、假想固定點高程、最小根入深度高程及有效樁長，如表 5-1 所示，由圖 5.4 可得知各樁之根入深度達到 EL-32.4 公尺，均超過表 5-1 所示之最小根入深度高程，故樁之根入深度符合基準要求之根入深度。

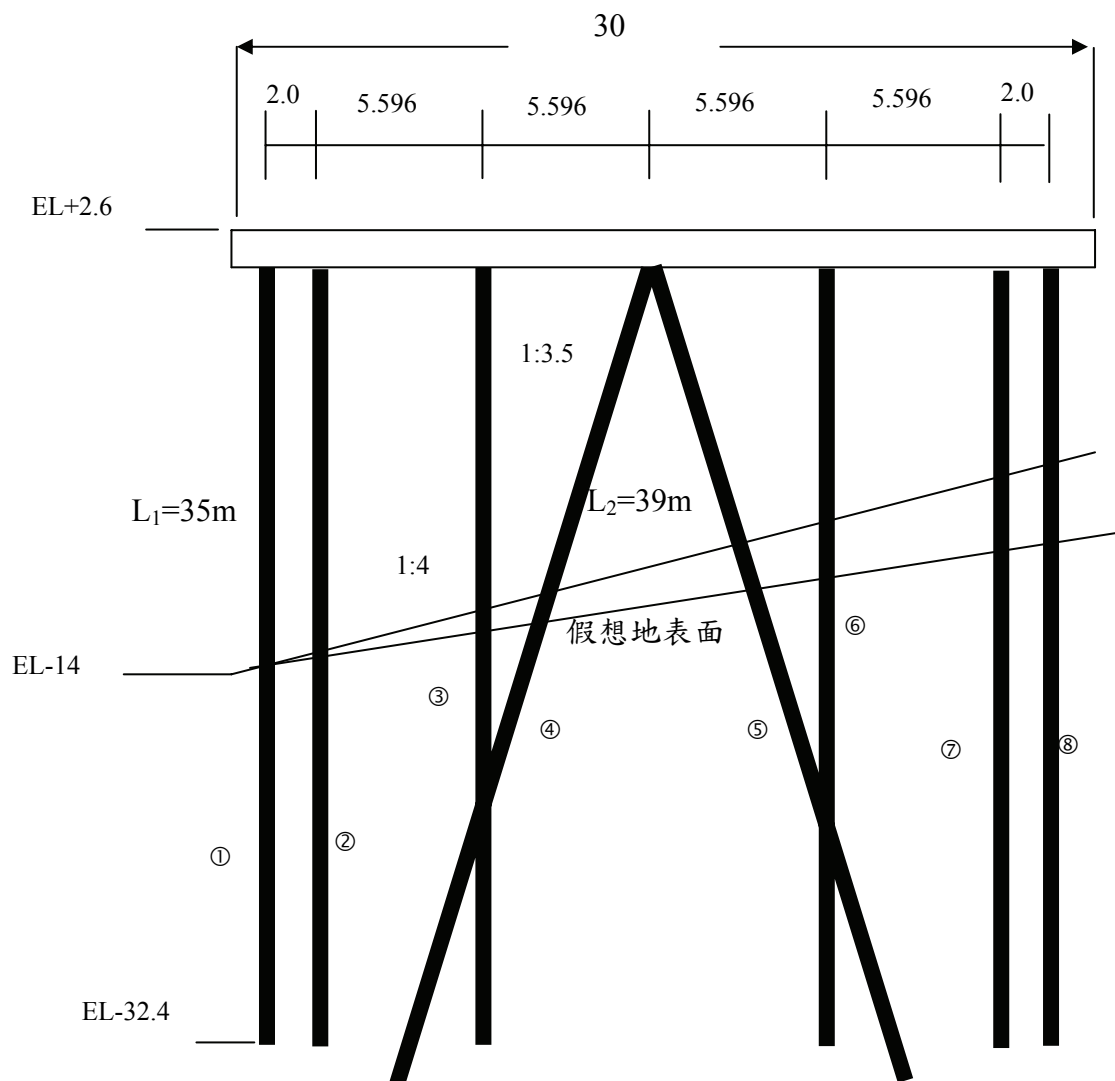


圖 5.4 斷面各樁長及編號示意圖

表 5-1 各樁相關位置高程

樁號	假想地表面	假想固定點	最小根入深度	自由樁長
1	-13.78	-17.26	-24.24	19.86
2	-13.53	-17.02	-23.99	19.62
3	-12.84	-16.33	-23.30	18.93
4	-12.69	-16.18	-23.15	19.53
5	-11.65	-15.14	-22.11	18.45
6	-11.47	-14.95	-21.92	17.55
7	-10.78	-14.26	-21.24	16.86
8	-10.53	-14.02	-20.99	16.62

2.垂直力

本研究取法線方向(Y 向)32 公尺及垂直法線方向(X 向)30 公尺為單元來分析，如圖 5.5 所示，各樁之垂直力為各樁之上載荷重、上部結構之重量及樁之自重和，說明如下：

(1)上載荷重(W_L)

依設計資料得知地震時上載荷重以 1t/m^2 估算，故上載荷重為

$$W_L = 32 \times 30 \times 1 = 960\text{t}$$

(2)上部結構重(W_D)

依設計資料得知上部結構之自重約為 2.3t/m^2 ，故上部結構重為

$$W_D = 32 \times 30 \times 2.3 = 2208\text{t}$$

(3)裝卸機具重(W_c)

依設計資料得知裝卸機具以 900 噸估算。

(4)樁之自重(W_p)

地震力計算之樁自重採用至假想固定點之自由樁長計算自重，故樁自重為

$$A = \frac{\pi}{4}(D_{out}^2 - D_{in}^2) = 271.8 \text{ cm}^2 = 0.0272 \text{ m}^2$$

$$\begin{aligned} \text{樁總長} &= 19.86 + 19.62 + 18.93 + 19.53 + 18.45 + 17.55 + 16.86 + 16.62 \\ &= 147.4 \text{ m} \end{aligned}$$

$$W_p = (0.0272 \times 147.4 \times 7.85) \times 8 (\text{組}) = 252 \text{ t}$$

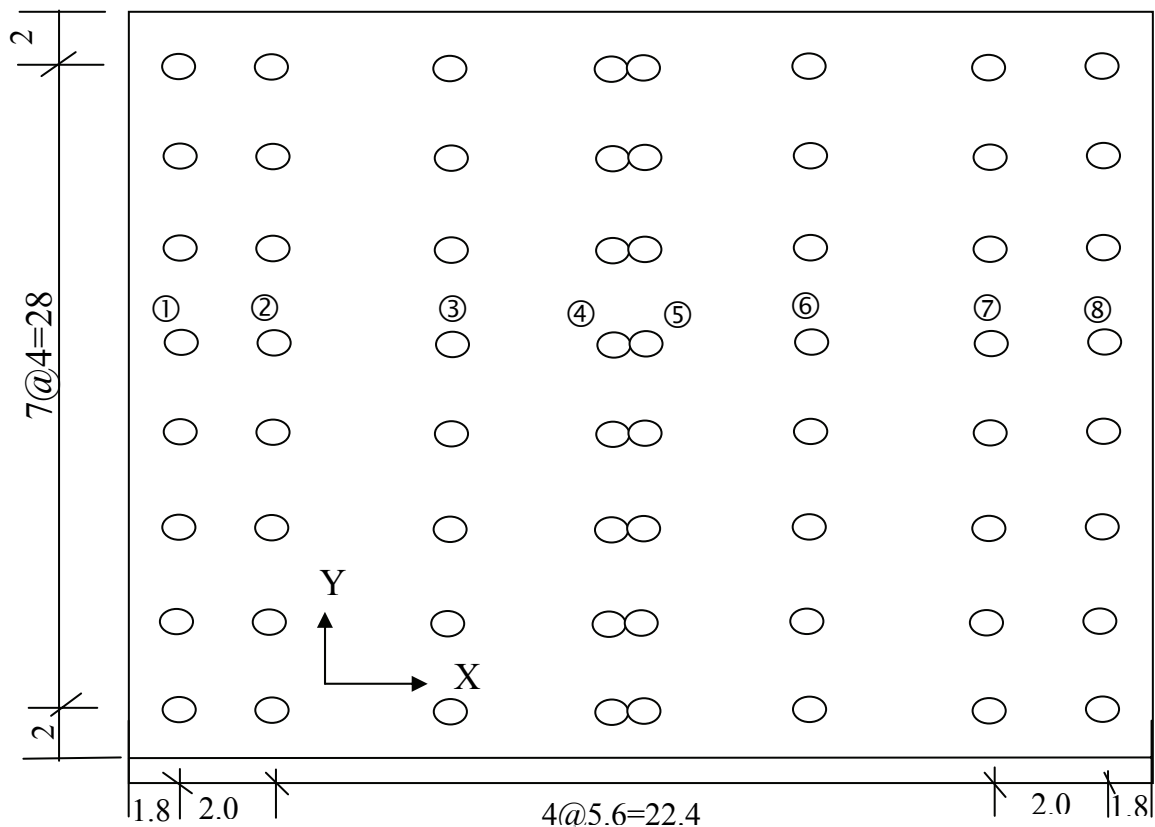


圖 5.5 棧橋式碼頭分析單元示意圖

3.地震水平力

由於棧橋式碼頭法線方向(Y 向)之勁度遠大於垂直法線方向(X 向)之勁度，故一般設計或分析均以垂直法線方向之勁度做控制，故本研究僅針對 X 向之地震力做耐震能力評估。由於設計資料得知，碼頭以水平震度(K_h)0.1 做設計，故本研究先以水平震度(K_h)0.1 來做碼頭耐震能力評估，計算如下

$$H=(W_L+W_D+W_C+W_P \times 0.5) \times 0.1=419t$$

依據港灣構造物碼頭設計基準之簡化分析理念，地震水平力可假設皆由斜群樁承擔，分配給各斜群樁頭之水平力可由下式(5-3)及(5-4)計算，

$$H_i = \frac{C_i}{\sum C_i} H \dots\dots\dots (5-3)$$

$$C_i = \frac{\sin^2(\theta_{i1} + \theta_{i2})}{\frac{l_{i1}}{A_{i1}E_{i1}} \cos^2 \theta_{i2} + \frac{l_{i2}}{A_{i2}E_{i2}} \cos^2 \theta_{i1}} \dots\dots\dots (5-4)$$

式中： l_i = 鋼管樁長(m)

A = 鋼管樁之斷面積

E = 鋼管樁之彈性模數

θ_{i1} ， θ_{i2} = 各樁與垂直方向之夾角

由於 8 組之斜組樁尺寸相同，故各組斜樁之水平力為

$$H_{45} = \frac{1}{8} \times H = \frac{419}{8} = 52.4 t$$

4.斜樁之軸力

本案例因當初並未考慮垂直震度，故地震造成之垂直力 V_{45} 以零代入。

將 H_{45} 及 V_{45} 代入 5-5 式計算得各斜樁所分配之軸力，如圖 5.6 所示

$$\left. \begin{aligned} P_1 &= \frac{V_i \sin \theta_2 + H_i \cos \theta_2}{\sin(\theta_1 + \theta_2)} \\ P_2 &= \frac{V_i \sin \theta_1 - H_i \cos \theta_1}{\sin(\theta_1 + \theta_2)} \end{aligned} \right\} \dots\dots\dots (5-5)$$

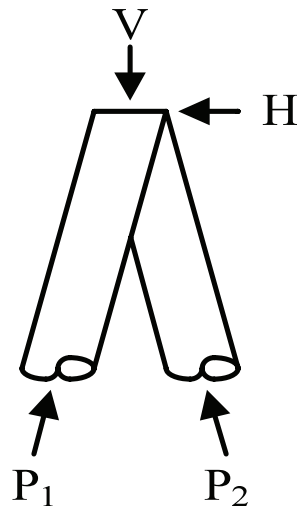


圖 5.6 群斜樁之軸力示意圖

$$P_4 = \frac{52.4 \times \cos 16^\circ}{\sin 32^\circ} = 95.4 \text{ t (壓力)}$$

$$P_5 = \frac{-52.4 \times \cos 16^\circ}{\sin 32^\circ} = -95.4 \text{ t (拉力)}$$

5.碼頭水平位移

$$\frac{P_4 l_4}{AE} = \frac{95.4 \times 15.9}{0.0272 \times 2.1 \times 10^7} = 2.66 \times 10^{-3} \text{ m} = 0.266 \text{ cm}$$

$$\frac{P_5 l_5}{AE} = \frac{-95.4 \times 14.25}{0.0272 \times 2.1 \times 10^7} = -2.38 \times 10^{-3} \text{ m} = -0.238 \text{ cm}$$

水平位移 $\Delta = 0.92 \text{ cm}$ (向海測移動)

6.直樁水平抵抗力及樁頭彎矩

在斜群樁棧橋式碼頭之直樁假定不承受水平力，因斜群樁可用非常小的變位抵抗水平力，所以直樁所產生彎曲應力在分析中不考慮，以斜群樁抵抗水平力時，所產生之水平位移，作為直樁之水平位移，依此位移由式(5-6)計算直樁相對應之水平抵抗力，再由式(5-7)計算直樁之樁頭彎矩，

$$H_i = \frac{12EI\beta^3}{(1 + \beta h)^3} \Delta \dots\dots\dots (5-6)$$

$$M_i = \frac{1 + \beta h}{2\beta h} H_i h \dots\dots\dots (5-7)$$

h = 直樁假想地面以上之長度

水平位移 $\Delta = 0.92 \text{ cm}$

(1)一號樁水平抵抗力及樁頭彎矩

$$H_1 = \frac{12 \times 2100000 \times 210500 \times (0.00287)^3}{(1 + 0.00287 \times 1638)^3} \times 0.92 = 0.62 \text{ t}$$

$$M_1 = \frac{1 + 0.00287 \times 1638}{2 \times 0.00287 \times 1638} \times 0.62 \times 1638 = 616.3 \text{ t-cm} = 6.16 \text{ t-m}$$

(2)二號樁水平抵抗力及樁頭彎矩

$$H_2 = \frac{12 \times 2100000 \times 210500 \times (0.00287)^3}{(1 + 0.00287 \times 1613)^3} \times 0.92 = 0.64 \text{ t}$$

$$M_2 = \frac{1 + 0.00287 \times 1613}{2 \times 0.00287 \times 1613} \times 0.64 \times 1613 = 631.8 \text{ t-cm} = 6.32 \text{ t-m}$$

(3)三號樁水平抵抗力及樁頭彎矩

$$H_3 = \frac{12 \times 2100000 \times 210500 \times (0.00287)^3}{(1 + 0.00287 \times 1544)^3} \times 0.92 = 0.72 \text{ t}$$

$$M_3 = \frac{1 + 0.00287 \times 1544}{2 \times 0.00287 \times 1544} \times 0.72 \times 1544 = 678.6 \text{ t-cm} = 6.79 \text{ t-m}$$

(4)六號樁水平抵抗力及樁頭彎矩

$$H_6 = \frac{12 \times 2100000 \times 210500 \times (0.00287)^3}{(1 + 0.00287 \times 1407)^3} \times 0.92 = 0.9 \text{ t}$$

$$M_6 = \frac{1 + 0.00287 \times 1407}{2 \times 0.00287 \times 1407} \times 0.9 \times 1407 = 789.3 \text{ t-cm} = 7.89 \text{ t-m}$$

(5)七號樁水平抵抗力及樁頭彎矩

$$H_7 = \frac{12 \times 2100000 \times 210500 \times (0.00287)^3}{(1 + 0.00287 \times 1338)^3} \times 0.92 = 1.01 \text{ t}$$

$$M_7 = \frac{1 + 0.00287 \times 1338}{2 \times 0.00287 \times 1338} \times 1.01 \times 1338 = 855.1 \text{ t-cm} = 8.55 \text{ t-m}$$

(6)八號樁水平抵抗力及樁頭彎矩

$$H_8 = \frac{12 \times 2100000 \times 210500 \times (0.00287)^3}{(1 + 0.00287 \times 1313)^3} \times 0.92 = 1.06 \text{ t}$$

$$M_8 = \frac{1 + 0.00287 \times 1313}{2 \times 0.00287 \times 1313} \times 1.06 \times 1313 = 880.6 \text{ t-cm} = 8.81 \text{ t-m}$$

7.各樁應力檢核

各樁之斷面應力，承受軸力之樁或承受軸力及彎矩之樁由式(5-8)計算之，且斷面應力要小於容許軸向壓應力(σ_{ca})。

$$\sigma = \frac{P}{A} \pm \frac{M}{Z} \times \frac{\sigma_{ca}}{\sigma_{ba}} < \sigma_{ca} \dots\dots\dots(5-8)$$

式中

P =樁之軸力

A =樁之斷面積

Z =樁之斷面係數

M =樁之彎矩

σ_{ca} =樁之軸向容許壓縮應力強度

σ_{ba} =樁之容許彎曲應力強度

(1)一號樁之應力

$$M_1 = 6.16 \text{ t-m} = 616000 \text{ kg-cm}$$

軸力包括上載荷重、上部結構重、裝卸機具重及樁之自重，計算如下：

$$P_1 = (1 + 2.3 + \frac{900}{32 \times 30}) \times 4 \times 2.8 + 0.0272 \times 35 \times 7.85 = 54.93 \text{ t}$$

樁突出假想地表面之長度 $\ell = 1638 \text{ cm}$

$$r = \sqrt{\frac{I}{A}} = 27.82 \text{ cm}$$

$$\frac{\ell}{r} = 58.88 < 110$$

$$\sigma_{ca} = 1,300 - 0.06(l/r)^2 = 1092 \text{ kg/cm}^2$$

$$\sigma_{ca}' = \sigma_{ca} \times 1.5 = 1638 \text{ kg/cm}^2$$

$$Z = \frac{I}{\frac{D}{2}} = 5276 \text{ cm}^3$$

$$\sigma_1 = \frac{54930}{272} + \frac{616000}{5276} \times \frac{1092}{1300} = 300 \text{ kg/cm}^2 < 1638 \text{ kg/cm}^2 \dots\dots\dots \text{OK}$$

(2) 二號樁之應力

$$M_2 = 6.32 \text{ t-m} = 632000 \text{ kg-cm}$$

$$P_2 = (1 + 2.3 + \frac{900}{32 \times 30}) \times 4 \times 3.8 + 0.0272 \times 35 \times 7.85 = 71.88 \text{ t}$$

樁突出假想地表面之長度 $\ell = 1613 \text{ cm}$

$$r = \sqrt{\frac{I}{A}} = 27.82 \text{ cm}$$

$$\frac{\ell}{r} = 57.99 < 110$$

$$\sigma_{ca} = 1,300 - 0.06(l/r)^2 = 1098 \text{ kg/cm}^2$$

$$\sigma_{ca}' = \sigma_{ca} \times 1.5 = 1647 \text{ kg/cm}^2$$

$$Z = \frac{I}{\frac{D}{2}} = 5276 \text{ cm}^3$$

$$\sigma_2 = \frac{71880}{272} + \frac{632000}{5276} \times \frac{1098}{1300} = 303 \text{ kg/cm}^2 < 1647 \text{ kg/cm}^2 \dots\dots\dots \text{OK}$$

(3)三號樁之應力

$$M_3 = 6.79 \text{ t-m} = 679000 \text{ kg-cm}$$

$$P_3 = (1 + 2.3 + \frac{900}{32 \times 30}) \times 4 \times 5.6 + 0.0272 \times 35 \times 7.85 = 102.39 \text{ t}$$

樁突出假想地表面之長度 $\ell = 1544 \text{ cm}$

$$r = \sqrt{\frac{I}{A}} = 27.82 \text{ cm}$$

$$\frac{\ell}{r} = 55.51 < 110$$

$$\sigma_{ca} = 1,300 - 0.06(\ell/r)^2 = 1115 \text{ kg/cm}^2$$

$$\sigma_{ca}' = \sigma_{ca} \times 1.5 = 1672 \text{ kg/cm}^2$$

$$Z = \frac{I}{\frac{D}{2}} = 5276 \text{ cm}^3$$

$$\sigma_3 = \frac{102390}{272} + \frac{679000}{5276} \times \frac{1115}{1300} = 487 \text{ kg/cm}^2 < 1672 \text{ kg/cm}^2 \dots\dots\dots \text{OK}$$

(4)四號樁之應力

$$P_4 = 95.4 \text{ t} = 95400 \text{ kg}$$

$$\text{自重產生的軸力 } P = 0.0272 \times 39 \times 7.85 \times \cos(16^\circ) = 8 \text{ t} = 8000 \text{ kg}$$

$$\sigma_4 = \frac{95400 + 8000}{272} = 380 \text{ kg/cm}^2 < 1300 \text{ kg/cm}^2 \dots\dots\dots \text{OK}$$

(5)五號樁之應力

$$P_5 = -95.4 \text{ t} = -95400 \text{ kg}$$

$$\text{自重產生的軸力 } P = 0.0272 \times 39 \times 7.85 \times \cos(16^\circ) = 8 \text{ t} = 8000 \text{ kg}$$

$$\sigma_5 = \frac{-95400 + 8000}{272} = -321 \text{ kg/cm}^2$$

$$\text{拉力 } 321 \text{ kg/cm}^2 < 1400 \text{ kg/cm}^2 \dots\dots\dots \text{OK}$$

(6)六號樁之應力

$$M_6 = 7.89 \text{ t-m} = 789000 \text{ kg-cm}$$

$$P_6 = (1 + 2.3 + \frac{900}{32 \times 30}) \times 4 \times 5.6 + 0.0272 \times 35 \times 7.85 = 102.39 \text{ t}$$

$$\text{樁突出假想地表面之長度 } \ell = 1406 \text{ cm}$$

$$r = \sqrt{\frac{I}{A}} = 27.82 \text{ cm}$$

$$\frac{\ell}{r} = 50.56 < 110$$

$$\sigma_{ca} = 1,300 - 0.06(1/r)^2 = 1147 \text{ kg/cm}^2$$

$$\sigma_{ca}' = \sigma_{ca} \times 1.5 = 1720 \text{ kg/cm}^2$$

$$Z = \frac{I}{\frac{D}{2}} = 5276 \text{ cm}^3$$

$$\sigma_6 = \frac{102390}{272} + \frac{789000}{5276} \times \frac{1147}{1300} = 508 \text{ kg/cm}^2 < 1720 \text{ kg/cm}^2 \dots\dots\dots \text{OK}$$

(7)七號樁之應力

$$M_7 = 8.55 \text{ t-m} = 855000 \text{ kg-cm}$$

$$P_7 = (1 + 2.3 + \frac{900}{32 \times 30}) \times 4 \times 3.8 + 0.0272 \times 35 \times 7.85 = 71.88 \text{ t}$$

樁突出假想地表面之長度 $\ell = 13.38 \text{ cm}$

$$r = \sqrt{\frac{I}{A}} = 27.82 \text{ cm}$$

$$\frac{\ell}{r} = 48.09 < 110$$

$$\sigma_{ca} = 1,300 - 0.06(1/r)^2 = 1161 \text{ kg/cm}^2$$

$$\sigma_{ca}' = \sigma_{ca} \times 1.5 = 1742 \text{ kg/cm}^2$$

$$Z = \frac{I}{\frac{D}{2}} = 5276 \text{ cm}^3$$

$$\sigma_7 = \frac{71880}{272} + \frac{855000}{5276} \times \frac{1161}{1300} = 409 \text{ kg/cm}^2 < 1741 \text{ kg/cm}^2 \dots\dots\dots \text{OK}$$

(8)八號樁之應力

$$M_8 = 8.81 \text{ t-m} = 881000 \text{ kg-cm}$$

$$P_7 = (1 + 2.3 + \frac{900}{32 \times 30}) \times 4 \times 2.8 + 0.0272 \times 35 \times 7.85 = 54.93 \text{ t}$$

樁突出假想地表面之長度 $\ell = 13.13 \text{ cm}$

$$r = \sqrt{\frac{I}{A}} = 27.82\text{cm}$$

$$\frac{\ell}{r} = 47.2 < 110$$

$$\sigma_{ca} = 1,300 - 0.06(\ell/r)^2 = 1166 \text{ kg/cm}^2$$

$$\sigma_{ca}' = \sigma_{ca} \times 1.5 = 1749 \text{ kg/cm}^2$$

$$Z = \frac{I}{\frac{D}{2}} = 5276 \text{ cm}^3$$

$$\sigma_8 = \frac{54930}{272} + \frac{881000}{5276} \times \frac{1166}{1300} = 352 \text{ kg/cm}^2 < 1749 \text{ kg/cm}^2 \dots\dots\dots \text{OK}$$

8.各樁承载力檢核

本研究分析各樁之承载力，採用 Meyerhof 於 1976 年所歸納出之承载力與 N 值之關係式，如 5-9、5-10、5-11 式所示，安全檢核容許承载力(Q_u)於地震力作用下須大於樁之軸力 2 倍，容許拉拔力須大於樁之拉力 2.5 倍。

$$\text{錘擊式樁(砂土層)} \quad Q_u = 40 \times N \times A_p + \frac{N_s}{5} \times A_s \quad \dots\dots\dots (5-9)$$

$$\text{錘擊式樁(沉泥質)} \quad Q_u = 30 \times N \times A_p + \frac{N_s}{5} \times A_s \quad \dots\dots\dots (5-10)$$

$$\text{鑽掘式樁} \quad Q_u = 12 \times N \times A_p + \frac{N_s}{10} \times A_s \quad \dots\dots\dots (5-11)$$

上式中

N =樁端之標準貫入實驗打擊數

A_p =樁端之斷面積

N_s =樁身之平均標準貫入實驗打擊數

A_s =樁身之表面積

由於本研究之土質為沉泥質，故採用 5-10 式來計算承載力，
而 N 及 N_s 依設計資料得知分別為 20 及 19.9，各樁安全檢核如下：

(1)一號樁之承載力

$$P_1=54.93t$$

$$A_p = \frac{\pi}{4} \times D_{out}^2 = 0.5m^2$$

樁之有效承載力長度為假想地表面以下之長度
 $\ell_1 = -13.78 - (-32.4) = 18.62$ 公尺。 $A_s = \pi \times D_{out} \times \ell_1 = 46.66$ 平方公尺。

$$Q_u = 30 \times 20 \times 0.5 + \frac{19.9}{5} \times 46.66 = 485.64 t$$

$$\frac{Q_u}{P} = \frac{485.64}{54.93} = 8.84 > 2 \dots\dots\dots OK$$

(2)二號樁之承載力

$$P_2=71.88t$$

$$A_p = \frac{\pi}{4} \times D_{out}^2 = 0.5m^2$$

樁之有效承載力長度為假想地表面以下之長度
 $\ell_2 = -13.53 - (-32.4) = 18.87$ 公尺。 $A_s = \pi \times D_{out} \times \ell_2 = 47.28$ 平方公尺。

$$Q_u = 30 \times 20 \times 0.5 + \frac{19.9}{5} \times 47.28 = 488.1 t$$

$$\frac{Q_u}{P} = \frac{488.1}{71.88} = 6.8 > 2 \dots\dots\dots OK$$

(3)三號樁之承载力

$$P_3=102.39t$$

$$A_p = \frac{\pi}{4} \times D_{out}^2 = 0.5m^2$$

樁之有效承载力長度為假想地表面以下之長度
 $\ell_3 = -12.84 - (-32.4) = 19.56$ 公尺。 $As = \pi \times D_{out} \times \ell_3 = 49$ 平方公尺。

$$Q_u = 30 \times 20 \times 0.5 + \frac{19.9}{5} \times 49 = 494.97 t$$

$$\frac{Q_u}{P} = \frac{494.97}{102.39} = 4.8 > 2 \dots\dots\dots OK$$

(4)四號樁之承载力

$$P_4=95.4+8=103.4 t$$

$$A_p = \frac{\pi}{4} \times D_{out}^2 = 0.5m^2$$

樁之有效承载力長度為假想地表面以下之長度
 $\ell_4 = 39 - (\frac{2.6+12.69}{\cos 16^\circ}) = 23.1$ 公尺。 $As = \pi \times D_{out} \times \ell_4 = 57.87$ 平方公尺。

$$Q_u = 30 \times 20 \times 0.5 + \frac{19.9}{5} \times 57.87 = 530.26 t$$

$$\frac{Q_u}{P} = \frac{530.26}{103.4} = 5.13 > 2 \dots\dots\dots OK$$

(5)五號樁之拉力

$$P_5=-95.4+8=-87.4 t \text{ (拉力)}$$

$$A_p = \frac{\pi}{4} \times D_{out}^2 = 0.5m^2$$

樁之有效拉拔力長度為假想地表面以下之長度

$$\ell_5 = 39 - \left(\frac{2.6 + 11.65}{\cos 16^\circ} \right) = 24.74 \text{ 公尺}。As = \pi \times D_{out} \times \ell_5 = 62 \text{ 平方公尺}。$$

$$Q_{ut} = \frac{N_s \times A_s}{5} = \frac{19.9 \times 62}{5} = 246.79 \text{ t}$$

$$\frac{Q_{ut}}{P} = \frac{246.79}{87.4} = 2.82 > 2.5 \dots\dots\dots \text{OK}$$

(6)六號樁之承载力

$$P_6 = 102.39 \text{ t}$$

$$A_p = \frac{\pi}{4} \times D_{out}^2 = 0.5 \text{ m}^2$$

樁之有效承载力長度為假想地表面以下之長度

$$\ell_6 = -11.47 - (-32.4) = 20.93 \text{ 公尺}。As = \pi \times D_{out} \times \ell_6 = 52.45 \text{ 平方公尺}。$$

$$Q_u = 30 \times 20 \times 0.5 + \frac{19.9}{5} \times 52.45 = 508.7 \text{ t}$$

$$\frac{Q_u}{P} = \frac{508.7}{102.39} = 4.97 > 2 \dots\dots\dots \text{OK}$$

(7)七號樁之承载力

$$P_7 = 71.88 \text{ t}$$

$$A_p = \frac{\pi}{4} \times D_{out}^2 = 0.5 \text{ m}^2$$

樁之有效承载力長度為假想地表面以下之長度

$$\ell_7 = -10.78 - (-32.4) = 21.62 \text{ 公尺}。As = \pi \times D_{out} \times \ell_7 = 54.18 \text{ 平方公尺}。$$

$$Q_u = 30 \times 20 \times 0.5 + \frac{19.9}{5} \times 54.18 = 515.57 \text{ t}$$

$$\frac{Q_u}{P} = \frac{515.57}{71.88} = 7.17 > 2 \dots\dots\dots \text{OK}$$

(8)八號樁之承载力

$$P_8=54.93\text{t}$$

$$A_p = \frac{\pi}{4} \times D_{out}^2 = 0.5\text{m}^2$$

樁之有效承载力長度為假想地表面以下之長度
 $\ell_g = -10.53 - (-32.4) = 21.87$ 公尺。 $A_s = \pi \times D_{out} \times \ell_g = 54.8$ 平方公尺。

$$Q_u = 30 \times 20 \times 0.5 + \frac{19.9}{5} \times 54.8 = 518.03 \text{ t}$$

$$\frac{Q_u}{P} = \frac{518.03}{54.93} = 9.43 > 2 \dots\dots\dots \text{OK}$$

依上述樁根入深度檢核、應力檢核及承载力檢核結果，都能滿足水平震度 0.1 狀況下之耐震能力，其中樁應力部份，樁編號 6 之應力最大，承载力檢核部份，以 5 號樁受拉拔力作用安全係數最小。

5.2.3 護岸之耐震能力評估

護岸分析斷面及相關設計資料如圖 5.7 所示，相關評估方式及步驟請參考本所「地震引致板樁式碼頭之穩定性分析」報告，唯一不同的是本案例之被動土壓力之計算，因海測之海床為斜坡，與前述報告之平坦海床所造成之被動土壓力會不同，本研究參考 Coulomb 推導之被動土壓力公式得知，兩者差異在相同的被動破壞角的狀況下，主要影響被動土壓力大小的因素為被動破壞面之楔形土體之重量，且被動土壓力大小會隨楔形土體之重量增加而成等比例之增加，相反的，也會

隨楔形土體之重量減少而成等比例之減小，本案例正是減少的例子，故本研究依此原理估算本案例之被動土壓力，相關評估過程不再詳細說明，僅摘要評估結果。

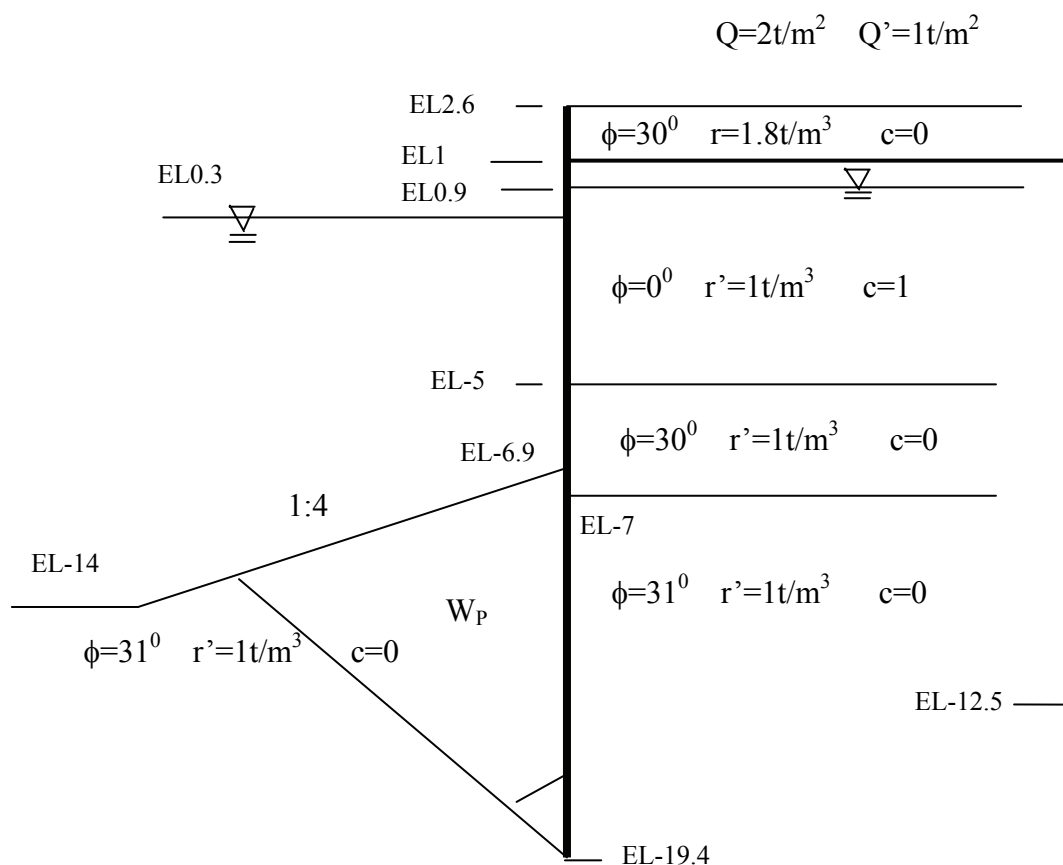


圖 5.7 護岸斷面及相關設計資料

1. 主鋼板樁檢核

$$\frac{M_p}{M_a} = 1.8 > 1.2 \dots\dots\dots \text{OK}$$

2. 主鋼板樁最大彎矩與錨碇力檢核

$$A_p = \frac{P_{am} + R_{wm} + D_{wm}}{8} = 23.5 \text{ t}$$

$$A_p \times 1.6 = 37.6 \text{ t} < 76 \times 1.5 = 114 \text{ t} \dots\dots\dots \text{OK}$$

最大彎矩

$$M=54.89\text{t-m}<2400\times1.5\times3200/100000=115.2\text{t-m} \dots\dots \text{OK}$$

3. 錨碇板樁最大彎矩與入土長度檢核

$$M_{\max} = 0.322 \frac{T}{\beta} = 24.25 \text{ t-m} < 1800 \times 1.5 \times 2500 / 100000 = 67.5 \text{ t-m} \dots\dots \text{OK}$$

$$L_m = \frac{\pi}{\beta} = 10.06 \text{ m} < 13.5 \text{ m} \dots\dots\dots \text{OK}$$

4. 錨碇距離檢核

$$D=2\times\cot(45.3^0)+6\times\cot(32.8^0)+10.06/3*\cot(31.8^0)=16.71\text{m}<23\text{m} \text{ OK}$$

由上述之評估結果，護岸能通過水平震度 $K_h=0.1$ 之耐震能力考驗。

在不考慮土壤可能發生液化之情況下，案例碼頭能通過水平震度 $K_h=0.1$ 之耐震能力檢核，但由相關檢核項目的安全係數計算結果顯示，以樁之承载力部份較弱，其中又以 5 號樁受拉拔力作用之安全係數 2.82 僅大於基準要求之 2.5 稍大些。經本研究進一步評估結果，5 號樁僅能承受水平震度 $K_h=0.11$ 之地震力，此時 5 號樁受拉拔力作用之安全係數為 2.55 剛好滿足基準之要求，也就是說，本案例碼頭所能承受之水平震度為 $K_h=0.11$ 。

5.3 考慮土壤液化碼頭耐震能力評估

依據本所賴聖耀本土化液化潛能評估理論，以 GIS 軟體模擬該港區的液化風險度，在地震規模 $M=6.5$ ，地表加速度 $PGA=0.1g$ 的條件下，研判碼頭邊坡及護岸後線表層(高程 2.6~0.9 公尺)之土層已發生液化，如圖 5.7 所示，故本研究依此結果檢核碼頭之耐震能力。

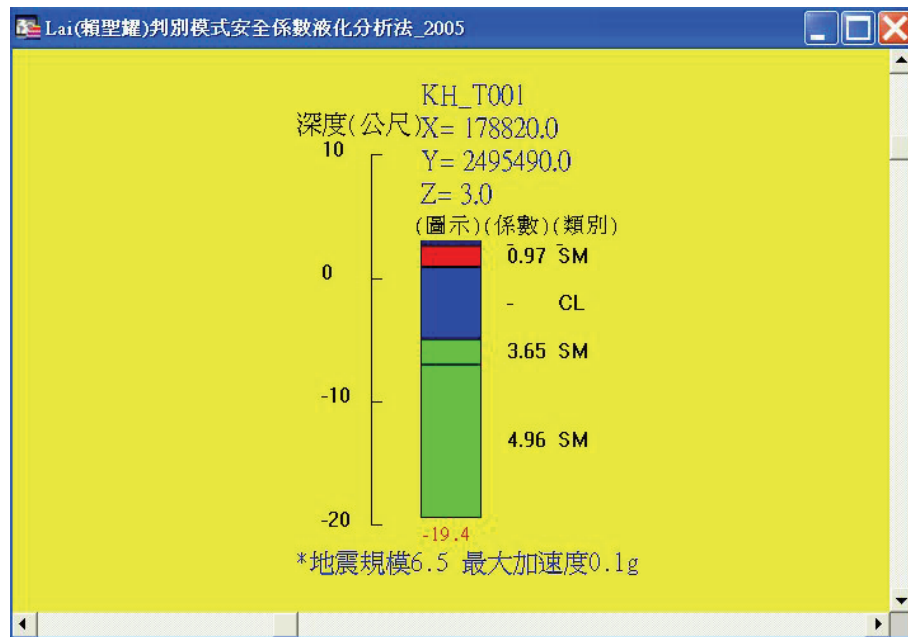


圖 5.8 土層液化深度柱狀圖

5.3.1 邊坡之穩定性評估

由於表土層已發生液化，故邊坡表層 1.7 公尺範圍內之土層已發生流動，故邊坡已發生破壞。邊坡滑動對樁造成之衝擊力將納入樁之耐震能力評估。

5.3.2 樁之耐震能力評估

1. 樁根入深度檢核

本案例因表土 1.7 公尺範圍之土層發生液化，由圖 5.6 可得知海

側土層與碼頭後線土層性質相似，故依此推論，海側土層表土 1.7 公尺範圍之土層也發生液化，故相關假想地表面及假想固定點也依此向下延伸 1.7 公尺，如圖 5.8 所示，計算得各樁之假想地表面高程、假想固定點高程、最小根入深度高程及有效樁長，如表 5-2 所示，由圖 5.3 可得知各樁之根入深度達到 EL-32.4 公尺，均超過表 5-2 所示之最小根入深度高程，故樁之根入深度符合基準要求之根入深度。

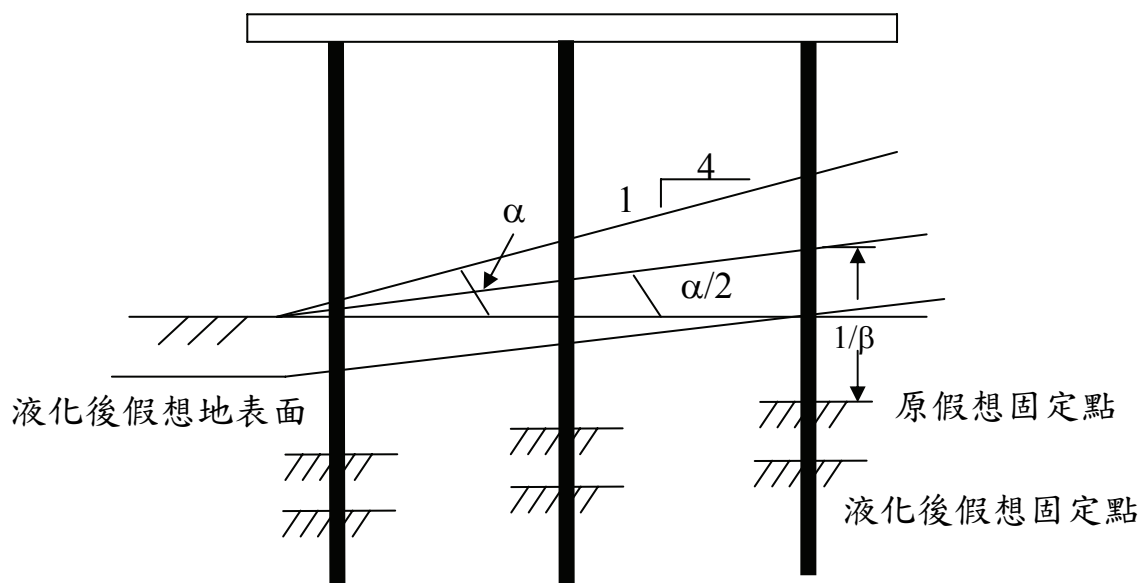


圖 5.9 液化後假想地表面示意圖

表 5-2 液化後各樁相關位置高程

樁號	假想地表面	假想固定點	最小根入深度	自由樁長
1	-15.48	-18.96	-25.94	21.56
2	-15.23	-18.72	-25.69	21.32
3	-14.54	-18.03	-25.00	20.63
4	-14.39	-17.88	-24.85	21.30
5	-13.35	-16.84	-23.81	20.22
6	-13.17	-16.65	-23.62	19.25
7	-12.48	-15.96	-22.94	18.56
8	-12.23	-15.72	-22.69	18.32

2.垂直力

上載荷重(W_L)、上部結構重(W_D)及裝卸機具重(W_C)與 5.2 節計算的相同，只有樁之自重(W_p)因液化導致自由樁長增加，故垂直力也相對增加，計算如下

$$A = \frac{\pi}{4}(D_{out}^2 - D_{in}^2) = 271.8 \text{ cm}^2 = 0.0272 \text{ m}^2$$

$$\begin{aligned} \text{樁總長} &= 21.56 + 21.32 + 20.63 + 21.30 + 20.22 + 19.25 + 18.56 + 18.32 \\ &= 161.2 \text{ m} \end{aligned}$$

$$W_p = (0.0272 \times 161.2 \times 7.85) \times 8 (\text{組}) = 275 \text{ t}$$

3.地震水平力

$$H = (W_L + W_D + W_C + W_p \times 0.5) \times 0.1 = 421 \text{ t}$$

4.斜樁水平力

$$H_{45} = \frac{1}{8} \times H = \frac{421}{8} = 52.6 \text{ t}$$

5.斜樁之軸力

將 $V_{45}=0$ 噸及 $H_{45}=52.6$ 噸代入 5-5 式得

$$P_4 = \frac{52.6 \times \cos 16^\circ}{\sin 32^\circ} = 95.68 \text{ t (壓力)}$$

$$P_5 = \frac{-52.6 \times \cos 16^\circ}{\sin 32^\circ} = -95.68 \text{ t (拉力)}$$

6.碼頭水平位移

$$\frac{P_4 l_4}{AE} = \frac{95.68 \times 17.67}{0.0272 \times 2.1 \times 10^7} = 2.96 \times 10^{-3} \text{ m} = 0.296 \text{ cm}$$

$$\frac{P_5 l_5}{AE} = \frac{-95.68 \times 16.59}{0.0272 \times 2.1 \times 10^7} = -2.78 \times 10^{-3} \text{ m} = -0.278 \text{ cm}$$

水平位移 $\Delta = 1.04 \text{ cm}$ (向海側)

7. 直樁水平抵抗力及樁頭彎矩

在斜群樁棧橋式碼頭之直樁假定不承受水平力，因斜群樁可用非常小的變位抵抗水平力，所以直樁所產生彎曲應力在分析中不考慮，以斜群樁抵抗水平力時，所產生之水平位移，作為直樁之水平位移，依此位移由式(5-6)計算直樁相對應之水平抵抗力，再由式(5-7)計算直樁之樁頭彎矩，計算如下

(1) 一號樁水平抵抗力及樁頭彎矩

$$H_1 = \frac{12 \times 2100000 \times 210500 \times (0.00287)^3}{(1 + 0.00287 \times 1808)^3} \times 1.04 = 0.55 \text{ t}$$

$$M_1 = \frac{1 + 0.00287 \times 1808}{2 \times 0.00287 \times 1808} \times 0.55 \times 1808 = 595.8 \text{ t-cm} = 5.96 \text{ t-m}$$

(2) 二號樁水平抵抗力及樁頭彎矩

$$H_2 = \frac{12 \times 2100000 \times 210500 \times (0.00287)^3}{(1 + 0.00287 \times 1783)^3} \times 1.04 = 0.57 \text{ t}$$

$$M_2 = \frac{1 + 0.00287 \times 1783}{2 \times 0.00287 \times 1783} \times 0.57 \times 1783 = 609.6 \text{ t-cm} = 6.1 \text{ t-m}$$

(3) 三號樁水平抵抗力及樁頭彎矩

$$H_3 = \frac{12 \times 2100000 \times 210500 \times (0.00287)^3}{(1 + 0.00287 \times 1714)^3} \times 1.04 = 0.63 \text{ t}$$

$$M_3 = \frac{1 + 0.00287 \times 1714}{2 \times 0.00287 \times 1714} \times 0.63 \times 1714 = 651 \text{ t-cm} = 6.51 \text{ t-m}$$

(4)六號樁水平抵抗力及樁頭彎矩

$$H_6 = \frac{12 \times 2100000 \times 210500 \times (0.00287)^3}{(1 + 0.00287 \times 1577)^3} \times 1.04 = 0.78 \text{ } t$$

$$M_6 = \frac{1 + 0.00287 \times 1577}{2 \times 0.00287 \times 1577} \times 0.78 \times 1577 = 747.5 \text{ } t - cm = 7.48 \text{ } t - m$$

(5)七號樁水平抵抗力及樁頭彎矩

$$H_7 = \frac{12 \times 2100000 \times 210500 \times (0.00287)^3}{(1 + 0.00287 \times 1508)^3} \times 1.04 = 0.87 \text{ } t$$

$$M_7 = \frac{1 + 0.00287 \times 1508}{2 \times 0.00287 \times 1508} \times 0.87 \times 1508 = 804 \text{ } t - cm = 8.04 \text{ } t - m$$

(6)八號樁水平抵抗力及樁頭彎矩

$$H_8 = \frac{12 \times 2100000 \times 210500 \times (0.00287)^3}{(1 + 0.00287 \times 1483)^3} \times 1.04 = 0.9 \text{ } t$$

$$M_8 = \frac{1 + 0.00287 \times 1483}{2 \times 0.00287 \times 1483} \times 0.9 \times 1483 = 825.8 \text{ } t - cm = 8.26 \text{ } t - m$$

8.各樁應力檢核

各樁之斷面應力，承受軸力之樁或承受軸力及彎矩之樁由式(5-8)計算之，且斷面應力要小於容許軸向壓應力(σ_{ca})。

(1)一號樁之應力

$$M_1 = 5.96 \text{ } t - m = 596000 \text{ } kg - cm$$

邊坡液化滑動造成之軸力(S_p) 及彎矩(S_M)計算如下

液化土層作用於樁之側推力(H)

= (液化之超額孔隙水壓力(Lp1) + 液化時之動流體壓力(Lp2)) ×

樁直徑 × sinβ

液化時之超額孔隙水壓力 (Lp1 = 土壤之有效總應力)

$$L_{p1} = r' \cdot H \cdot L_1$$

其中

r' = 土壤有效單位重

H = 液化土層厚度

L_1 = 一號樁與二號樁之間距

計算得 $L_{p1} = 1 \times 1.7 \times 2 = 3.4 \text{ t/m}$

液化時之動流體壓力(Lp2)

$$L_{p2} = K_h' \cdot (r' + r_w) \cdot H \cdot L_1$$

其中

K_h' = 水中水平震度

r_w = 海水單位重

計算得 $L_{p2} = 0.2 \times (1 + 1) \times 1.7 \times 2 = 1.36 \text{ t/m}$

側推力 $H = (3.4 + 1.36) \times 0.798 \times \sin 14^\circ = 0.92 \text{ t}$

側推力造成之彎矩(S_M)

$$S_M = \frac{1}{2} \times H \times \cos 14^\circ \times h = 2.04 \text{ t-m}$$

其中 h 為作用力至樁假想固定點之距離

軸力包括上載荷重、上部結構重、裝卸機具重及樁之自重，
計算如下：

$$P_1 = (1 + 2.3 + \frac{900}{32 \times 30}) \times 4 \times 2.8 + 0.0272 \times 35 \times 7.85 = 54.93 \text{ t}$$

側推力造成之軸力(S_p)

$$S_p = 0.92 \times \sin 14^\circ = 0.22 \text{ t}$$

樁突出假想地表面之長度 $\ell = 1808 \text{ cm}$

$$r = \sqrt{\frac{I}{A}} = 27.82 \text{ cm}$$

$$\frac{\ell}{r} = 64.99 < 110$$

$$\sigma_{ca} = 1,300 - 0.06(l/r)^2 = 1047 \text{ kg/cm}^2$$

$$\sigma_{ca}' = \sigma_{ca} \times 1.5 = 1570 \text{ kg/cm}^2$$

$$Z = \frac{I}{\frac{D}{2}} = 5276 \text{ cm}^3$$

$$\sigma_1 = \frac{54930 + 220}{272} + \frac{596000 + 204000}{5276} \times \frac{1047}{1300} = 325 \text{ kg/cm}^2 < 1570 \text{ kg/cm}^2 \text{ .. OK}$$

(2)二號樁之應力

$$M_2 = 6.1t - m = 610000 \text{ kg} - \text{cm}$$

邊坡液化滑動造成之軸力(S_p) 及彎矩(S_M)計算如下

液化土層作用於樁之側推力(H)

$$H=(L_{p1}+L_{p2})\times \text{樁直徑}\times \sin\beta$$

$$=(1\times 1.7\times 5.596+0.2\times (1+1)\times 1.7\times 5.596)\times 0.798\times \sin 14^{\circ}=2.58\text{t}$$

側推力造成之彎矩(S_M)

$$S_M=\frac{1}{2}\times H\times \cos 14^{\circ}\times h=4.91\text{ t}\cdot\text{m}$$

$$P_2=(1+2.3+\frac{900}{32\times 30})\times 4\times 3.8+0.0272\times 35\times 7.85=71.88\text{ t}$$

側推力造成之軸力(S_p)

$$S_p=2.58\times \sin 14^{\circ}=0.625\text{t}$$

樁突出假想地表面之長度 $\ell=1783\text{ cm}$

$$r=\sqrt{\frac{I}{A}}=27.82\text{cm}$$

$$\frac{\ell}{r}=64.1 < 110$$

$$\sigma_{ca}=1,300-0.06(1/r)^2=1053\text{ kg/cm}^2$$

$$\sigma_{ca}'=\sigma_{ca}\times 1.5=1580\text{ kg/cm}^2$$

$$Z=\frac{I}{\frac{D}{2}}=5276\text{ cm}^3$$

$$\sigma_2=\frac{71880+625}{272}+\frac{610000+491000}{5276}\times \frac{1053}{1300}=436\text{ kg/cm}^2 < 1580\text{ kg/cm}^2 \text{ OK}$$

(3)三號樁之應力

$$M_3 = 6.51t - m = 651000kg - cm$$

邊坡液化滑動造成之軸力(S_P) 及彎矩(S_M)計算如下

液化土層作用於樁之側推力(H)

$$H = (L_{p1} + L_{p2}) \times \text{樁直徑} \times \sin\beta = 2.58t$$

側推力造成之彎矩(S_M)

$$S_M = \frac{1}{2} \times H \times \cos 14^\circ \times h = 6.91 t - m$$

$$P_3 = (1 + 2.3 + \frac{900}{32 \times 30}) \times 4 \times 5.6 + 0.0272 \times 35 \times 7.85 = 102.39 t$$

側推力造成之軸力(S_P)

$$S_P = 2.58 \times \sin 14^\circ = 0.625t$$

樁突出假想地表面之長度 $\ell = 1714 \text{ cm}$

$$r = \sqrt{\frac{I}{A}} = 27.82 \text{ cm}$$

$$\frac{\ell}{r} = 61.63 < 110$$

$$\sigma_{ca} = 1,300 - 0.06(l/r)^2 = 1072 \text{ kg/cm}^2$$

$$\sigma_{ca}' = \sigma_{ca} \times 1.5 = 1608 \text{ kg/cm}^2$$

$$Z = \frac{I}{\frac{D}{2}} = 5276 \text{ cm}^3$$

$$\sigma_3 = \frac{102390 + 625}{272} + \frac{651000 + 691000}{5276} \times \frac{1072}{1300} = 589 \text{ kg/cm}^2 < 1608 \text{ kg/cm}^2 \text{ OK}$$

(4) 四號樁之應力

$$P_4 = 95.68 \text{ t} = 95680 \text{ kg}$$

$$\text{自重產生的軸力 } P = 0.0272 \times 39 \times 7.85 \times \cos(16^\circ) = 8 \text{ t} = 8000 \text{ kg}$$

側推力造成之軸力(Sp)

$$Sp = 2.58 \times \cos 60^\circ = 1.29 \text{ t}$$

$$\sigma_4 = \frac{95680 + 8000 + 1290}{272} = 386 \text{ kg/cm}^2 < 1300 \text{ kg/cm}^2 \dots\dots\dots \text{OK}$$

(5) 五號樁之應力

$$P_5 = -95.68 \text{ t} = -95680 \text{ kg}$$

$$\text{自重產生的軸力 } P = 0.0272 \times 39 \times 7.85 \times \cos(16^\circ) = 8 \text{ t} = 8000 \text{ kg}$$

$$Sp = -2.58 \times \cos 88^\circ = -0.09 \text{ t}$$

$$\sigma_5 = \frac{-95680 + 8000 - 90}{272} = -323 \text{ kg/cm}^2$$

$$\text{拉力 } 323 \text{ kg/cm}^2 < 1400 \text{ kg/cm}^2 \dots\dots\dots \text{OK}$$

(6) 六號樁之應力

$$M_6 = 7.48 \text{ t-m} = 748000 \text{ kg-cm}$$

邊坡液化滑動造成之軸力(S_P) 及彎矩(S_M)計算如下

液化土層作用於樁之側推力(H)

$$H = (L_{p1} + L_{p2}) \times \text{樁直徑} \times \sin\beta$$

$$= 2.58t$$

側推力造成之彎矩(S_M)

$$S_M = \frac{1}{2} \times H \times \cos 14^\circ \times h = 10.44 \text{ t-m}$$

$$P_6 = \left(1 + 2.3 + \frac{900}{32 \times 30}\right) \times 4 \times 5.6 + 0.0272 \times 35 \times 7.85 = 102.39 \text{ t}$$

側推力造成之軸力(S_p)

$$S_p = 2.58 \times \sin 14^\circ = 0.625t$$

樁突出假想地表面之長度 $\ell = 1577 \text{ cm}$

$$r = \sqrt{\frac{I}{A}} = 27.82 \text{ cm}$$

$$\frac{\ell}{r} = 56.67 < 110$$

$$\sigma_{ca} = 1,300 - 0.06(l/r)^2 = 1107 \text{ kg/cm}^2$$

$$\sigma_{ca}' = \sigma_{ca} \times 1.5 = 1661 \text{ kg/cm}^2$$

$$Z = \frac{I}{\frac{D}{2}} = 5276 \text{ cm}^3$$

$$\sigma_6 = \frac{102390 + 625}{272} + \frac{748000 + 1044000}{5276} \times \frac{1107}{1300} = 668 \text{ kg/cm}^2 < 1661 \text{ kg/cm}^2 \dots \text{OK}$$

(7)七號樁之應力

$$M_7 = 8.04t - m = 804000kg - cm$$

邊坡液化滑動造成之軸力(S_p) 及彎矩(S_M)計算如下

液化土層作用於樁之側推力(H)

$$H = (L_{p1} + L_{p2}) \times \text{樁直徑} \times \sin\beta = 0.92t$$

側推力造成之彎矩(S_M)

$$S_M = \frac{1}{2} \times H \times \cos 14^\circ \times h = 3.65 t - m$$

$$P_7 = (1 + 2.3 + \frac{900}{32 \times 30}) \times 4 \times 3.8 + 0.0272 \times 35 \times 7.85 = 71.88 t$$

側推力造成之軸力(S_p)

$$S_p = 0.92 \times \sin 14^\circ = 0.22t$$

樁突出假想地表面之長度 $\ell = 15.08 \text{ cm}$

$$r = \sqrt{\frac{I}{A}} = 27.82 \text{ cm}$$

$$\frac{\ell}{r} = 54.2 < 110$$

$$\sigma_{ca} = 1,300 - 0.06(l/r)^2 = 1124 \text{ kg/cm}^2$$

$$\sigma_{ca}' = \sigma_{ca} \times 1.5 = 1686 \text{ kg/cm}^2$$

$$Z = \frac{I}{\frac{D}{2}} = 5276 \text{ cm}^3$$

$$\sigma_7 = \frac{71880 + 220}{272} + \frac{804000 + 365000}{5276} \times \frac{1124}{1300} = 457 \text{ kg/cm}^2 < 1686 \text{ kg/cm}^2 \text{ OK}$$

(8)八號樁之應力

$$M_8 = 8.26t - m = 826000 \text{ kg} - \text{cm}$$

邊坡液化滑動造成之軸力(S_p) 及彎矩(S_M)計算如下

液化土層作用於樁之側推力(H)

$$H = (L_{p1} + L_{p2}) \times \text{樁直徑} \times \sin \beta = 0.83t$$

側推力造成之彎矩(S_M)

$$S_M = \frac{1}{2} \times H \times \cos 14^\circ \times h = 3.36 \text{ t} - \text{m}$$

$$P_8 = (1 + 2.3 + \frac{900}{32 \times 30}) \times 4 \times 2.8 + 0.0272 \times 35 \times 7.85 = 54.93 \text{ t}$$

側推力造成之軸力(S_p)

$$S_p = 0.83 \times \sin 14^\circ = 0.2t$$

樁突出假想地表面之長度 $\ell = 14.83 \text{ cm}$

$$r = \sqrt{\frac{I}{A}} = 27.82 \text{ cm}$$

$$\frac{\ell}{r} = 53.3 < 110$$

$$\sigma_{ca} = 1,300 - 0.06(l/r)^2 = 1129 \text{ kg/cm}^2$$

$$\sigma_{ca}' = \sigma_{ca} \times 1.5 = 1694 \text{ kg/cm}^2$$

$$Z = \frac{I}{\frac{D}{2}} = 5276 \text{ cm}^3$$

$$\sigma_8 = \frac{54930 + 200}{272} + \frac{826000 + 336000}{5276} \times \frac{1129}{1300} = 394 \text{ kg/cm}^2 < 1694 \text{ kg/cm}^2 \dots \text{OK}$$

9.各樁承载力檢核

(1)一號樁之承载力

$$P_1 = 54.93 \text{ t}$$

$$A_p = \frac{\pi}{4} \times D_{\text{out}}^2 = 0.5 \text{ m}^2$$

樁之有效承载力長度為假想地表面以下之長度
 $\ell_1 = -15.48 - (-32.4) = 16.92$ 公尺。 $A_s = \pi \times D_{\text{out}} \times \ell_1 = 42.4$ 平方公尺。

$$Q_u = 30 \times 20 \times 0.5 + \frac{19.9}{5} \times 42.4 = 468.69 \text{ t}$$

$$\frac{Q_u}{P} = \frac{468.69}{54.93} = 8.53 > 2 \dots \text{OK}$$

(2)二號樁之承载力

$$P_2 = 71.88 \text{ t}$$

$$A_p = \frac{\pi}{4} \times D_{\text{out}}^2 = 0.5 \text{ m}^2$$

樁之有效承载力長度為假想地表面以下之長度
 $\ell_2 = -15.23 - (-32.4) = 17.17$ 公尺。 $A_s = \pi \times D_{\text{out}} \times \ell_2 = 43.02$ 平方公尺。

$$Q_u = 30 \times 20 \times 0.5 + \frac{19.9}{5} \times 43.02 = 471.1 \text{ t}$$

$$\frac{Q_u}{P} = \frac{471.1}{71.88} = 6.6 > 2 \dots\dots\dots \text{OK}$$

(3)三號樁之承载力

$$P_3=102.39\text{t}$$

$$A_p = \frac{\pi}{4} \times D_{\text{out}}^2 = 0.5\text{m}^2$$

樁之有效承载力長度為假想地表面以下之長度
 $\ell_3 = -14.54 - (-32.4) = 17.86$ 公尺。 $As = \pi \times D_{\text{out}} \times \ell_3 = 44.7$ 平方公尺。

$$Q_u = 30 \times 20 \times 0.5 + \frac{19.9}{5} \times 44.7 = 478 \text{ t}$$

$$\frac{Q_u}{P} = \frac{478}{102.39} = 4.7 > 2 \dots\dots\dots \text{OK}$$

(4)四號樁之承载力

$$P_4=95.68+8=103.68\text{t}$$

$$A_p = \frac{\pi}{4} \times D_{\text{out}}^2 = 0.5\text{m}^2$$

樁之有效承载力長度為假想地表面以下之長度
 $\ell_4 = 39 - \left(\frac{2.6 + 14.39}{\cos 16^\circ} \right) = 21.33$ 公尺。 $As = \pi \times D_{\text{out}} \times \ell_4 = 53.44$ 平方公尺。

$$Q_u = 30 \times 20 \times 0.5 + \frac{19.9}{5} \times 53.44 = 512.63 \text{ t}$$

$$\frac{Q_u}{P} = \frac{512.63}{103.68} = 4.94 > 2 \dots\dots\dots \text{OK}$$

(5)五號樁之拉力

$$P_5 = -95.68 + 8 = -87.68 \text{ t (拉力)}$$

$$A_p = \frac{\pi}{4} \times D_{\text{out}}^2 = 0.5 \text{ m}^2$$

樁之有效拉拔力長度為假想地表面以下之長度
 $\ell_5 = 39 - \left(\frac{2.6 + 13.35}{\cos 16^\circ} \right) = 23.05$ 公尺。 $A_s = \pi \times D_{\text{out}} \times \ell_5 = 57.75$ 平方公尺。

$$Q_{\text{ut}} = \frac{N_s \times A_s}{5} = \frac{19.9 \times 57.75}{5} = 229.84 \text{ t}$$

$$\frac{Q_{\text{ut}}}{P} = \frac{229.84}{87.68} = 2.62 > 2.5 \dots\dots\dots \text{OK}$$

(6)六號樁之承载力

$$P_6 = 102.39 \text{ t}$$

$$A_p = \frac{\pi}{4} \times D_{\text{out}}^2 = 0.5 \text{ m}^2$$

樁之有效承载力長度為假想地表面以下之長度
 $\ell_6 = -13.17 - (-32.4) = 19.23$ 公尺。 $A_s = \pi \times D_{\text{out}} \times \ell_6 = 48.19$ 平方公尺。

$$Q_u = 30 \times 20 \times 0.5 + \frac{19.9}{5} \times 48.19 = 491.9 \text{ t}$$

$$\frac{Q_u}{P} = \frac{491.9}{102.39} = 4.8 > 2 \dots\dots\dots \text{OK}$$

(7)七號樁之承载力

$$P_7 = 71.88 \text{ t}$$

$$A_p = \frac{\pi}{4} \times D_{out}^2 = 0.5m^2$$

樁之有效承载力長度為假想地表面以下之長度
 $\ell_7 = -12.48 - (-32.4) = 19.92$ 公尺。 $A_s = \pi \times D_{out} \times \ell_7 = 49.92$ 平方公尺。

$$Q_u = 30 \times 20 \times 0.5 + \frac{19.9}{5} \times 49.92 = 498.62 \text{ t}$$

$$\frac{Q_u}{P} = \frac{498.62}{71.88} = 6.9 > 2 \quad \dots\dots\dots \text{OK}$$

(8)八號樁之承载力

$$P_8 = 54.93t$$

$$A_p = \frac{\pi}{4} \times D_{out}^2 = 0.5m^2$$

樁之有效承载力長度為假想地表面以下之長度
 $\ell_8 = -12.23 - (-32.4) = 20.17$ 公尺。 $A_s = \pi \times D_{out} \times \ell_8 = 50.5$ 平方公尺。

$$Q_u = 30 \times 20 \times 0.5 + \frac{19.9}{5} \times 50.5 = 501.07 \text{ t}$$

$$\frac{Q_u}{P} = \frac{501.07}{54.93} = 9.1 > 2 \quad \dots\dots\dots \text{OK}$$

依上述樁根入深度檢核、應力檢核及承载力檢核結果，在表層土層發生液化狀況下，結構能滿足水平震度 $K_h=0.1$ 之耐震能力要求。其中在樁承载力檢核部份，以 5 號樁受拉拔力作用安全係數 2.62 僅大於基準要求之 2.5 稍大些。

5.3.3 護岸之耐震能力評估

護岸分析斷面及相關設計資料如圖 5.6 所示，依分析結果表土層

(高程+2.6~+0.9 公尺)已發生液化，相關評估方式及步驟請參考本所「地震引致板樁式碼頭之穩定性分析」報告，本研究僅摘要評估結果。

1.主鋼板樁檢核

$$\frac{M_p}{M_a} = 1.8 > 1.2 \dots\dots\dots \text{OK}$$

2.主鋼板樁最大彎矩與錨碇力檢核

$$A_p = \frac{P_{am} + R_{wm} + D_{wm}}{8} = 26.8 \text{ t}$$

$$A_p \times 1.6 = 42.9 \text{ t} < 100 \text{ t} \dots\dots\dots \text{OK}$$

最大彎矩

$$M = 54.07 \text{ t-m} < 0.6 \times 2400 \times 1.5 \times 3200 / 100000 = 69.12 \text{ t-m} \dots\dots\dots \text{OK}$$

3.錨碇板樁最大彎矩與入土長度檢核

$$M_{\max} = 0.322 \frac{T}{\beta} = 30.6 \text{ t-m} < 0.6 \times 1800 \times 1.5 \times 2500 / 100000 = 40.5 \text{ t-m} \text{ OK}$$

$$L_m = \frac{\pi}{\beta} = 11.14 \text{ m} < 13.5 \text{ m} \dots\dots\dots \text{OK}$$

4.錨碇距離檢核

$$D = 2 \times \cot(45.3^0) + 6 \times \cot(32.8^0) + 11.14 / 3 \times \cot(31.8^0) = 17.28 \text{ m} < 23 \text{ m} \text{ OK}$$

由上述之評估結果，護岸能通過水平震度 $K_h=0.1$ 之耐震能力考驗。

本案例考慮土壤液化的情況下，因邊坡表層發生土壤液化，導致邊坡產生滑動，進而衝擊到基樁，增加額外之應力，但因本結構之樁材料強度夠強，尚能承受增加之額外應力。整體結構強度觀之，以樁之

承載力部份較弱，其中又以 5 號樁受拉拔力作用之安全係數 2.62 僅大於基準要求之 2.5 稍大些，經本研究進一步評估結果，5 號樁無法承受承受水平震度大於 $K_h=0.1$ 之地震力，也就是說，本案例碼頭所能承受之水平震度為 $K_h=0.1$ 。

5.4 小結

本案例碼頭結構物在不考慮土壤發生液化之情況下，碼頭能承受水平震度 $K_h=0.11$ 之地震力，高於原設計的耐震能力($K_h=0.1$)。若將土壤發生液化之情況納入評估，則其耐震能力減為能承受水平震度 $K_h=0.1$ 之地震力，剛好符合原設計的耐震能力要求。

依本案例分析結果，地震力作用下棧橋式碼頭之邊坡可能因土層發生液化而發生滑動破壞，進而衝擊基樁造成基樁應力增加，故在設計棧橋式碼頭或評估現有棧橋式碼頭之耐震能力時，邊坡土層是否會液化，應納入考量。

在護岸部份，因本案例護岸之設計安全度較高，且本案例之液化土層厚度不大，故產生之側推力不大，故不影響護岸之穩定性；然而由過去之探討得知，重力式碼頭及板樁式碼頭之耐震穩定性受背填土壤是否發生液化影響很大，而一般棧橋式碼頭之護岸大部份為重力式或板樁式（本案例為板樁式），故背填土壤是否會液化，在設計及評估既有碼頭時應納入考量。

本案例碼頭耐震能力評估結果顯示，是否考慮土壤液化因素對整體碼頭耐震能力似乎影響不大，但究其原因，主要是因為本案例所評估的震度不大，造成土壤液化的規模較小，故對整體碼頭之耐震能力影響有限，但相對的，一但發生較大的地震力，導致發生較大的土壤液化規模，那必定嚴重影響既有碼頭之耐震能力。

第六章 結構分析軟體應用於碼頭之耐震能力評估

本章將針對時下常見之結構分析軟體做一簡單介紹與比較，最後選擇其中一種軟體，對直樁棧橋式碼頭及斜樁棧橋式碼頭做耐震能力評估，並與依基準分析之結果做簡單之比較探討。

6.1 結構分析軟體介紹

目前時下常用之商用結構分析軟體包括 SAP2000、ETABS、PLAXIS 及 FLAC，茲簡單介紹說明如下：

1. SAP2000 與 ETABS

SAP2000 與 ETABS 是由美國 CSI(Computers & Structures ,Inc) 公司研發的商業化結構分析軟體，具有圖形化全視窗介面，可進行靜力分析、模態分析、非線性歷時分析與反應譜分析，並可針對分析完成之結構模型進行鋼結構或 RC 結構之設計與規範檢核。

其中，ETABS 是屬於「建築專用」的結構分析軟體，在建立分析模型時，由於傳統 RC 建築的樓板水平方向勁度遠高於柱、牆等立面構件，因此，在 ETABS 中均將這樣的樓房視為剪力屋架，亦即將樓板視作剛性構件，水平變形時，此剛性樓板能帶動柱構件平移與旋轉，所以實際建立有限元素模型時，每一層樓的自由度僅包括兩方向的水平平移和旋轉，如此的簡化，在電腦運算速度不是很高的年代，大大提升計算速度，而實際上，即使真的將樓板視為可變形的構件，也不會相差太多，所以時至今日，ETABS 仍被廣泛應用於建築結構之設計與分析。

而 SAP2000 是屬於「通用」的結構分析軟體，適用範圍更廣，適用於模型比較複雜的結構，如橋樑，體育場，大壩，海洋平臺，

工業建築，發電站，輸電塔，網架等結構形式，當然高樓層的民用建築也能很方便的用 SAP 建模，分析和設計。

所以大體來說，ETABS 透過簡化分析，及內建很多之建築元件（樑柱版），讓使用者在設計評估建築結構時可以很方便的建立分析模式，及迅速的分析結果，但通用性可能不及 SAP2000。而 SAP2000 重點在於可以自由建模，你想分析什麼結構只要 model 建出來即可分析，故其可通用於絕大部份結構物之設計與評估工作。

2. PLAXIS

PLAXIS 係一有限元素分析程式，最早發展於 1987 年，由荷蘭 Delft 大學首先開始進行研發，其間不斷發展並於 1993 年成立名為 PLAXIS BV 公司，並由荷蘭 Delft 大學與德國 Stuguart 等國際學術單位在理論與技術上支持，已歷經數次修改與校正使程式功能更為強大，操作亦更為方便。

程式運算採用連體基本方程式（即靜力平衡方程式、諧和方程式，在經有限元素離散化處理及彈-塑性增量式推導）得任一時間點所有節點位移及積分點應力之增量值及最終值，用以解決大地工程複雜之土壤-結構互制問題。演算過程中可將壓密、滲流、變形及穩定等問題同時進行分析，尤其在分析過程中所伴隨之結構應力計算，如連續壁、隧道襯砌及支撐桿件等各項內力，皆可連同土壤行為最終反應一併處理輸出。

其架構係利用使用者圖形介面之多層視窗、下拉式選單、對話框和工具列，依序輸入分析模型之幾何形狀、說明文字及數值；此外，在新版 8.0 中增加增量 Lagrangian 分析，可於計算中不斷更新有限元素網格，使傳統小應變分析繪製出非常明顯的幾何變化。雖然其具有二維動力模式，能計算工址與相鄰結構之互制、超額孔隙水壓等物理問題，但過於複雜之物理過程及程式本身侷限，土壤液化問題之分析並無法處理。

3. FLAC

FLAC (Fast Lagrangian Analysis of Continua) 程式為美國 Itasca Consulting Group Inc. 所發展。係以有限差分程式模擬土壤、岩石彈塑性或其他構造物因降伏限度後形成塑性流動材料構成之力學行為，運算過程利用『時階的型態』求解每一個節點的運動方程式，如此可看到整個系統的行為隨時間發展變化的過程（時階並非代表時間，而是程式反覆運算的次數）。

其架構係程式分析過程需由設定模式、建立網格、材料參數及組合率、邊界條件及初始條件、界面元素、地下水位面及地震力等相關設定完成程式運算。此外，分析過程若遭受之應力場較大而產生大變形之可能時，則可利用大應變模式模擬材料變形行為，若配合動態分析則可模擬土壤液化與周遭結構物之互制行為。

經由上述之簡單介紹可以瞭解，SAP2000 與 ETABS 較偏向結構設計分析的軟體，而 PLAXIS 與 FLAC 則比較適用於大地工程之設計分析軟體。因此，依碼頭結構物之類型及特性判斷，棧橋式碼頭之耐震能力分析可能較適合以 SAP2000 軟體來分析，而沉箱式碼頭及板樁式碼頭之耐震能力分析可能較適合以 PLAXIS 或 FLAC 來分析。

6.2 直樁棧橋式碼頭耐震能力評估

本小節將以直樁棧橋式碼頭為例，依據基準之相關規定檢核該碼頭之埋入深度、變位量、樁之應力及支承力，並與 SAP2000 結構分析軟體建構之結構模型分析結果作比較探討。

6.2.1 基準分析方法

1. 直樁棧橋式碼頭設計基本資料

本研究參考蘇棋福先生編著之「港灣設計準則及實例」中之直樁棧橋式碼頭設計範例做說明。該範例之基本設計條件如下：

(1) 棧橋基本斷面

棧橋之基本斷面如圖 6.1 所示，又一單位區域之大小及樁之配置如圖 6.2 所示，上部結構之一單位區域大小為長 12 公尺，寬 4.8 公尺，與現有碼頭之間設置簡支版 1.2 公尺之連接版，樁之配置與間隔在棧橋法線方向為 4 公尺，垂直法線方向為 3 公尺。

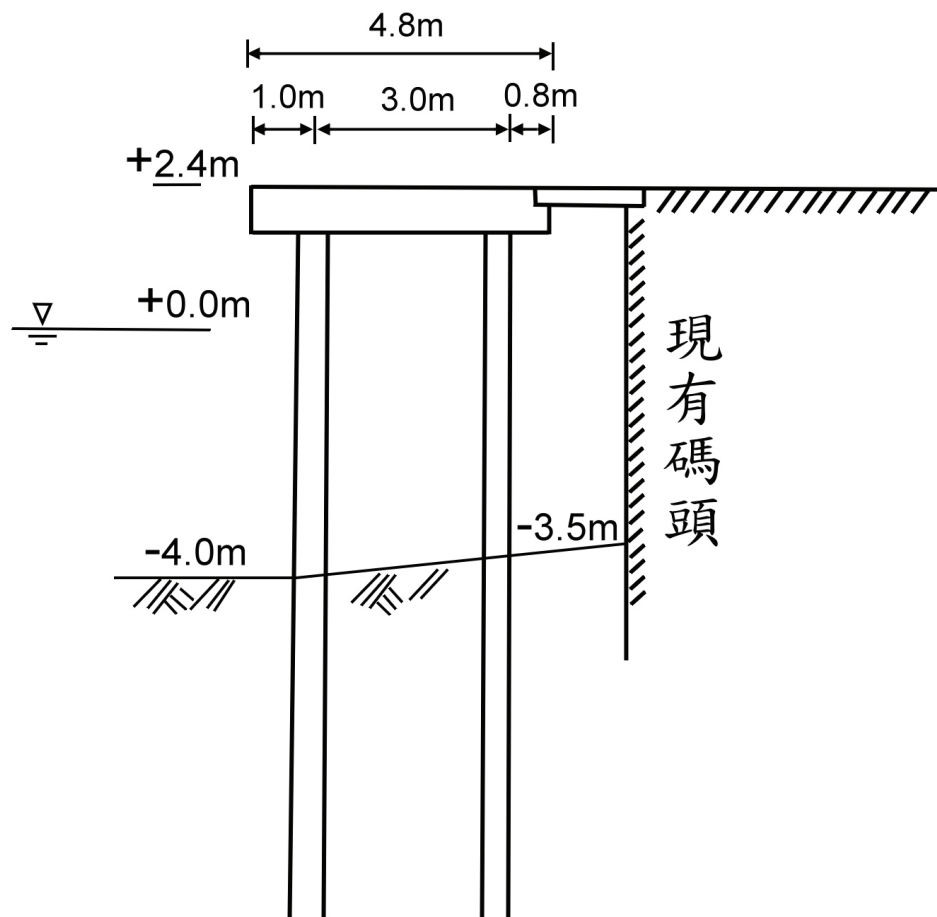


圖 6.1 直樁棧橋式碼頭斷面圖

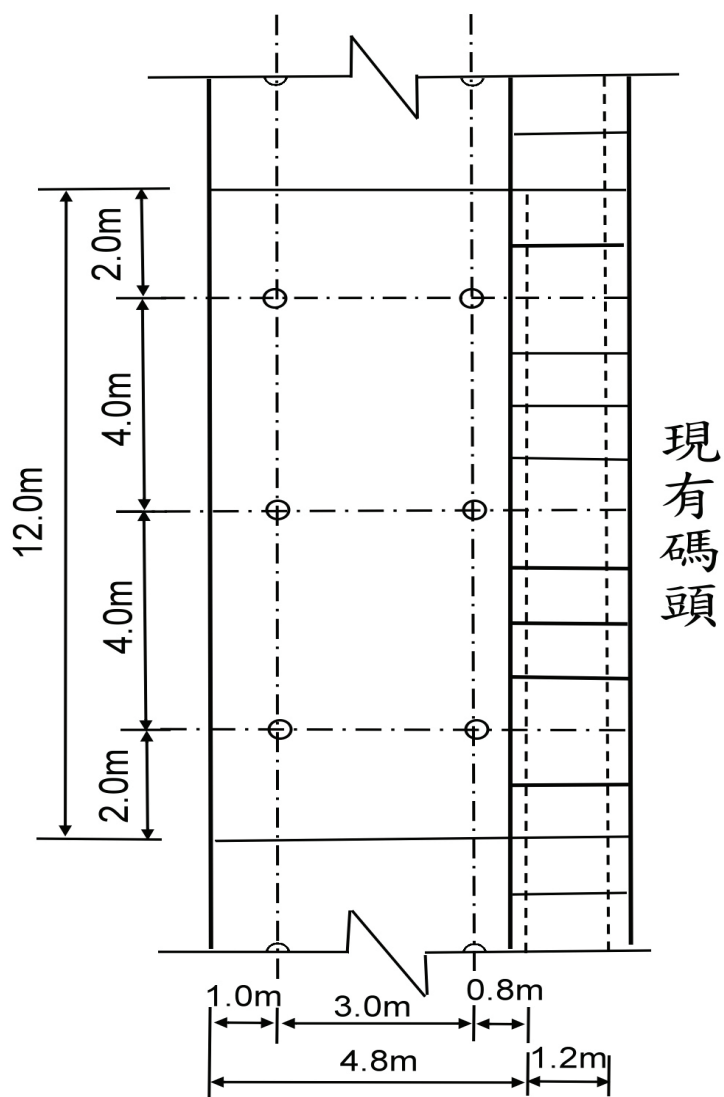


圖 6.2 上部結構及樁之配置示意圖

(2) 設計條件

上載荷重; 平時 1.0 t/m^2 , 地震時 0.5 t/m^2

設計震度; $K_h = 0.1$ $K_v = 0$

基礎地基之土質條件

黏性土地盤，表層附近之 N 值; 4.0 左右

黏著力; $C = 5 + 0.125Z$ t/m^2 (Z : 由-3.5m 以下深度)

材料條件

鋼: $7.85 t/m^2$

鋼筋混凝土: $2.45 t/m^3$

海水: $1.03 t/m^3$

容許應力強度

鋼管: 軸方向拉張應力強度 $\sigma_{sa}^t = 1,400 \text{ kg/cm}^2$

軸方向壓縮應力強度 $\sigma_{sa}^c = 1,300 - 0.06 \left(\frac{\ell}{\gamma} \right)^2$; $0 < \frac{\ell}{\gamma} \leq 110$

$$= 7,200,000 / \left(\frac{\ell}{\gamma} \right)^2 ; \frac{\ell}{\gamma} > 110$$

彎曲應力強度 $\sigma_{sa}^b = 1,300 \text{ kg/cm}^2$

(3) 樁斷面

使用鋼管樁(STK41)其斷面如下

外徑 $D = 558.8 \text{ mm}$

厚度 $t = 16 \text{ mm}$

重量 $W = 0.214 \text{ t/m}$

鋼管腐蝕後之斷面尺寸

鋼管腐蝕速度以 0.1 mm/年 (單面), 同時鋼管內部當做不腐蝕, 腐蝕量之計算年數為 30 年, 故腐蝕後之斷面尺寸如下:

腐蝕厚; $t_1 = 0.1 \times 30 = 3.0 \text{ mm}$

外 徑; $D = 558.8 - 3.0 \times 2 = 552.8 \text{ mm}$

厚度; $t = 16 - 3 = 13 \text{ mm}$

內徑; $D' = 552.8 - 13 \times 2 = 526.8 \text{ mm}$

純斷面積; $A = \frac{\pi}{4}(D^2 - D'^2) = 220.5 \text{ cm}^2$

斷面慣性矩; $I = \frac{\pi}{4} \left[\left(\frac{D}{2} \right)^4 - \left(\frac{D'}{2} \right)^4 \right] = 80,344 \text{ cm}^4$

斷面係數; $Z = \frac{I}{\frac{D}{2}} = 2,907 \text{ cm}^3$

回轉半徑; $\gamma = \sqrt{\frac{I}{A}} = 19.1 \text{ cm}$

周長; $U = \pi D = 173.7 \text{ cm}$

2. 耐震能力評估

本範例棧橋主體結構部份，由於海床斜面坡度很小故不必檢討坡面穩定度。

(1) 假想地表面

打入斜面之直樁其假想地表面係將斜面坡度均分為二等分做為其假想地表面，由於本範例斜面坡度很小，故前後樁之地表面採用-4 公尺為地表面來進行評估。

(2) 樁之假想固定點

因海底附近 N 值為 4，故橫向地基反力係數

$$k_h = 0.15N = 0.6 \text{ kg/cm}^3$$

$$\beta = \sqrt[4]{\frac{k_h D}{4EI}} = \sqrt[4]{\frac{0.6 \times 55.28}{4 \times 2.1 \times 10^6 \times 8.034 \times 10^4}} = 0.2648 \times 10^{-2} \text{ cm}^{-1}$$

因此假想固定點依基準規定由假想地表面起算至 $1/\beta=378$ 公分，故樁之假想固定點高程為 $-4-3.78=-7.78$ 公尺，如圖 6.3 所示。樁的自由長(ℓ)為假想固定點至上部結構扣除板厚及梁高，假定板厚及梁高之合計為 0.8 公尺，則樁的自由長(ℓ)= $2.4-0.8+4+3.78=9.38$ 公尺。

(3) 樁之最小埋入深度

依基準最小埋入深度需達假想地表面以下 $3/\beta=11.34$ 公尺，故最小埋入深度高程需達 $-4-11.34=-15.34$ 公尺。由圖 6.3 知樁之埋入深度達高程 -25 公尺，故埋入深度足夠。

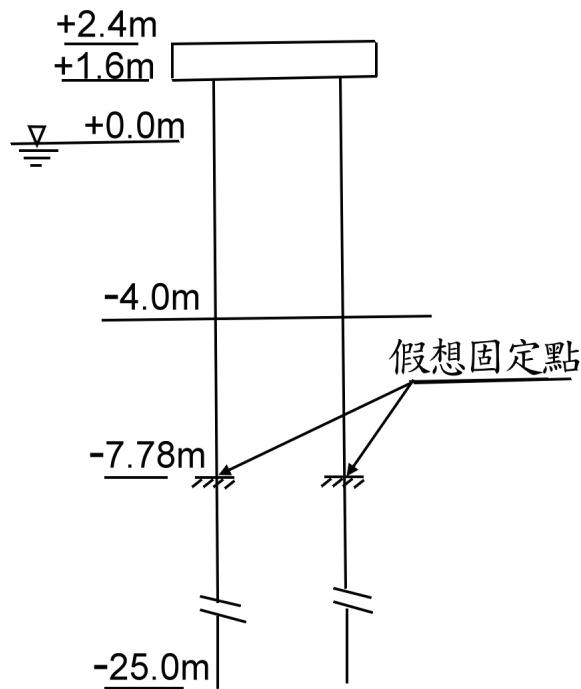


圖 6.3 樁假想固定點示意圖

(4) 垂直力計算

上部結構之單位面積靜荷重依設計條件為 1.5t/m^2

樁之靜荷重

$$W_p = (25+1.6) \times 0.02205 \times 7.85 = 4.6 \text{ t/根}$$

地震力計算所用之樁重量，採用至假想固定點重量

$$W_p' = (1.6+7.78) \times 0.02205 \times 7.85 = 1.62 \text{ t/根}$$

上載荷重： 平時 1 t/m^2 ， 地震時 0.5 t/m^2

作用於每根樁之垂直力，依各樁承擔各樁間中心線區分之上部結構面積的荷重，如圖 6.4 所示。

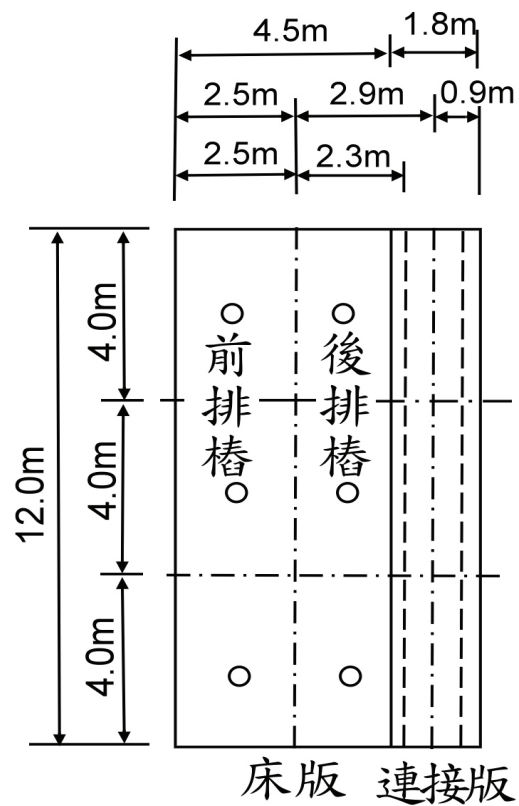


圖 6.4 各樁荷重分配區域示意圖

前排樁

地震時： $W_f = 2.5 \times 4 \times (1.5 + 0.5) + 4.6 = 24.6 \text{ t/根}$

後排樁

地震時： $W_b=2.3 \times 4 \times 1.5 + 2.9 \times 4 \times 0.5 + 0.9 \times 4 \times 0.735 + 4.6 = 26.85$ t/根

垂直力以後排樁最大，故後續應力檢核將檢核後排樁應力。

(5) 地震水平力計算

樁自重產生之地震水平力作用於構架腳高之 $1/2$ ，因此換算為作用於樁頭每一構架作用之地震水平力

$$\begin{aligned} H &= (4 \times 4.8 \times 1.5 + 4 \times 5.4 \times 0.5 + 4 \times 0.9 \times 0.735 + 1.62 \times 2 \times 1/2) \times 0.1 \\ &= 4.39 \text{ t} \end{aligned}$$

(6) 地震力產生之樁頭彎矩及軸力計算

地震力產生之樁頭彎矩及軸力如圖 6.5 所示，每根樁之水平力

$$H_i = \frac{4.39}{2} = 2.2 \text{ t}$$

樁頭彎矩

$$M = \frac{1}{2} \times 9.38 \times 2.2 = 10.32 \text{ t-m}$$

軸力

$$P = \frac{10.32 \times 2}{3} = 6.88 \text{ t}$$

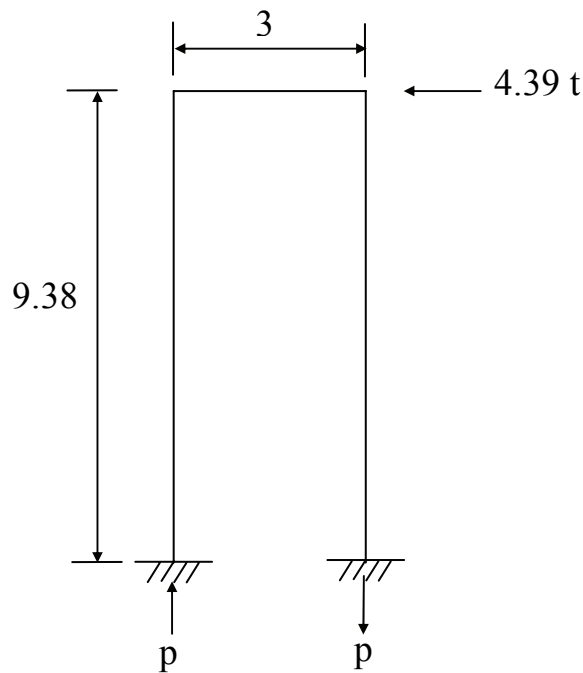


圖 6.5 地震力產生之樁頭彎矩及軸力示意圖

(7) 樁之變位計算

$$\Delta = \frac{H}{K} = \frac{2.2}{\frac{12 \times 2.1 \times 10^7 \times 8.03 \times 10^{-4}}{9.38^3}} = 0.009 \text{ m} = 0.9 \text{ cm}$$

(8) 樁之斷面應力檢核

a. 容許應力

軸向壓縮應力強度

樁之突出長 $\ell = 4 + 1.6 = 5.6 \text{ m}$

$$\frac{\ell}{\gamma} = \frac{560}{19.1} = 29.3 < 110$$

$$\text{所以 } \sigma_{sa}^c = 1,300 - 0.06 \left(\frac{\ell}{\gamma} \right)^2 = 1,300 - 0.06 \times (29.3)^2 = 1,248 \text{ kg/cm}^2$$

彎曲應力強度

$$\sigma_{sa}^b = 1,300 \text{ kg}$$

b. 樁之應力

$$\text{彎矩 } M = 10.32 \text{ t-m}$$

$$\text{軸力 } P = 26.85 + 6.88 = 33.73 \text{ t}$$

彎矩與軸力同時作用時之應力為

$$\frac{P}{A} + \frac{M}{Z} \times \frac{\sigma_{sa}^c}{\sigma_{sa}^b} = \frac{33,730}{220.5} + \frac{1,032,000}{2,907} \times \frac{1,248}{1,300} = 493.78 \text{ kg/cm}^2 <$$

$$1,248 \text{ kg/cm}^2 \quad \text{O.K.}$$

(9) 樁之支承力檢核

$$R_u = 8C_p A_p + \overline{C_a} A_s$$

$$\text{其中 } C_p(\text{樁前端之粘著力}) = 5 + 0.125 \times (25 - 3.5) = 7.69 \text{ t/m}^2 ;$$

$$A_p(\text{樁前端之面積}) = \frac{3.14 \times 0.5528^2}{4} = 0.24 \text{ m}^2$$

$$\overline{C_a} (\text{作用於樁周邊平均握裹力}) = 3.5 \text{ t/m}^2$$

$$A_s(\text{樁之周邊面積}) = (25 - 4) \times 3.14 \times 0.5528 = 36.5 \text{ m}^2$$

$$R_u = 8 \times 7.69 \times 0.24 + 3.5 \times 36.5 = 142.5 \text{ t}$$

$$\text{安全係數 } F.S. = \frac{R_u}{P} = \frac{142.5}{33.73} = 4.2 > 2 \quad \text{O.K.}$$

6.2.2 結構軟體分析方法

依據本範例之斷面、設計條件及相關基本資料，本研究建構 SAP2000 分析模型來予以評估探討。茲分別說明如下：

1. 模型建置

由於 SAP2000 結構分析軟體無法模擬土壤與結構之互制行為，一般分析均以該軟體所提供之 Link 元件，來模擬土壤與結構之互制行為。本研究將基樁入土部份，每公尺設一節點並設定一個三向(X、Y、Z)的土壤彈簧 (Link 元件)予以支撐，如圖 6.6 所示，其中水平向包括 x(Hsx)及 y(Hsy)向，垂直向為 z 向，而 z 向彈簧又分樁周摩擦彈簧(Vs)及樁底彈簧(Vp)，相關彈簧係數值計算如下。

水平向彈簧(標準貫入試驗值 N 為 2，樁直徑 D 為 0.5528m)

$$H_s = H_{sx} = H_{sy} = 0.15 \times N \times D$$

$$= 0.15 \times 4 \times 0.001 \times 100^3 \times 0.5528 = 331.68 \text{ t/m}$$

垂直向彈簧($\overline{C_a}$ 為樁周邊平均握裹力，樁直徑 D 為 0.5528m)

$$V_s = \overline{C_a} \times \pi \times D = 3.5 \times 3.14 \times 0.5528 = 6.07 \text{ t/m}$$

樁底彈簧(C_p 為樁前端之粘著力， A_p 為樁前端之面積)

$$V_p = 8 \times C_p \times A_p = 14.76 \text{ t}$$



圖 6.6 直樁棧橋式碼頭 SAP2000 模型及土壤彈簧示意圖

2. 分析結果

在地震力輸入部份，本研究配合基準的分析方式，地震力以擬靜力的方式來輸入分析模型中。本研究首先以原設計之地震力(水平震度 $k_h=0.1$)輸入建構之模型中，來分析碼頭變位、基樁之軸力、彎矩與應力，相關說明如下所示：

經分析結果，如圖 6.7 所示，碼頭水平最大變位發生在上部結構碼頭面，變位為 1.26 公分，最大軸力為 30.23 公噸，彎矩為 11.92 公噸-公尺，經計算其應力為 530.74 公斤每平方公分，尚在容許應力 (1248 kg/cm^2)範圍內。與前面小節依基準計算之結果作比較，相關分析比較結果，如表 6-1 所示。由變位量得知，軟體分析之變位量(1.26 公分)較依據基準計算之變位量(0.9 公分)大，顯示模型之結構勁度較基準柔。軸力部份，因基準計算軸力部份涵蓋至假想固定點以上的樁自重，而軟體分析時，部份軸力會被樁與土壤之摩擦力抵消(此與實際情況較接近)，故軟體分析之軸力會較小。

本研究逐步增加水平地震力之大小，直到樁之軸向應力大於地震力作用下容許軸向壓應力($\sigma_{ca'}$)為止，分析結果如表 6-2 所示。經評估結果，碼頭能承受水平震度 $K_h=0.26$ 之耐震能力，碼頭變位示意圖如圖 6.8 所示。

表 6-1 直樁棧橋式碼頭基準與軟體分析結果比較表

	最大變位 (cm)	最大應力 (kg/cm^2)	最大軸力 (t)	樁頭彎矩 (t-m)
基準計算	0.9	493.78	33.73	10.32
軟體分析	1.26	531	30.23	11.92

表 6-2 直樁棧橋式碼頭基樁耐震能力評估結果

水平震度	水平變位	軸壓力	彎矩	應力	檢核結果
0.26	3.31 cm	42.77t	30.72 t-m	1208 kg/cm ²	O.K.
0.27	3.44cm	43.55t	31.90 t-m	1251kg/cm ²	N.G.

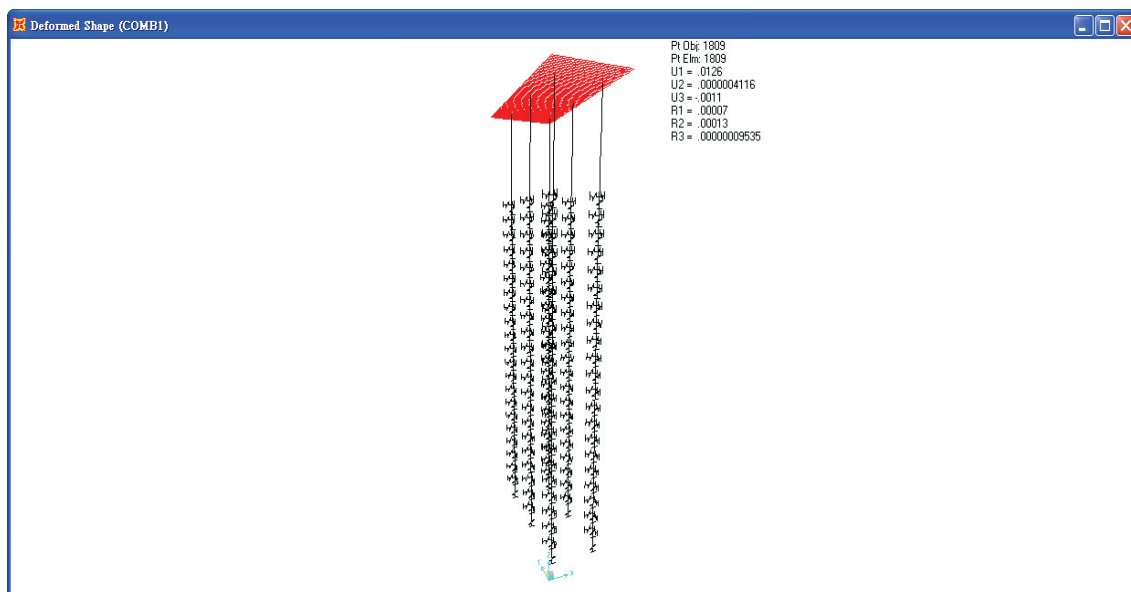


圖 6.7 水平震度 $K_h=0.1$ 碼頭變位示意圖

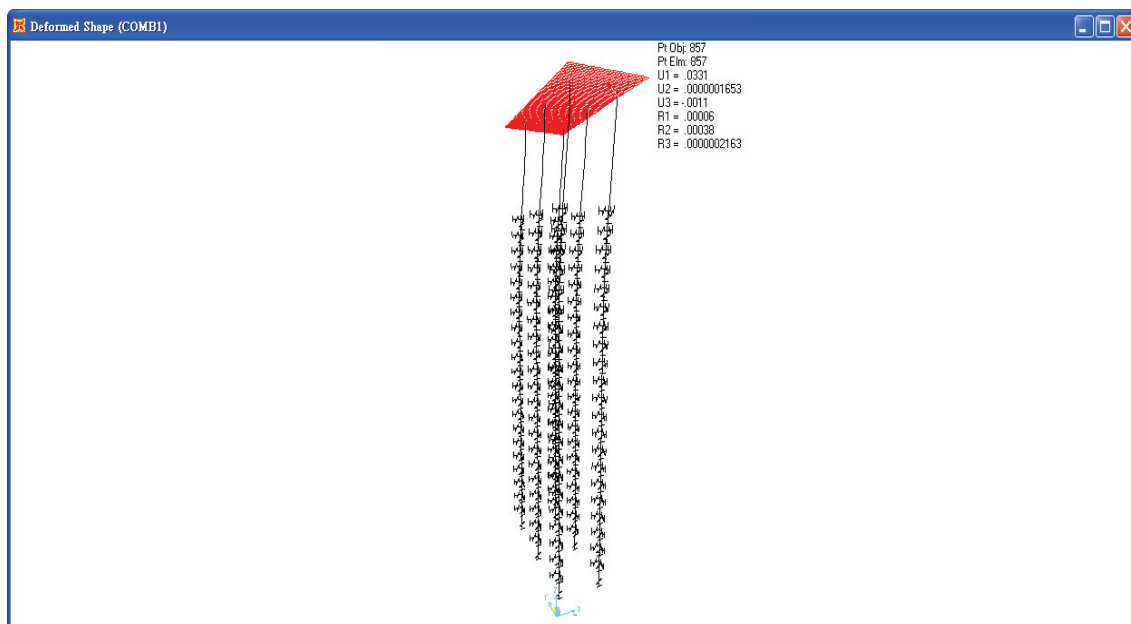


圖 6.8 水平震度 $K_h=0.26$ 碼頭變位示意圖

6.3 斜樁棧橋式碼頭耐震能力評估

本小節將以第五章針對既有斜樁棧橋式碼頭，依據基準之相關規定之分析結果與 SAP2000 結構分析軟體建構之結構模型分析結果作比較與探討。

依據第五章之斜樁棧橋式碼頭之斷面、設計條件及相關基本資料建構本案例之分析模型如圖 6.9 所示。其中，樁入土部份，本研究同樣以土壤彈簧(Link 元件)模擬土壤與結構之互制行為，每一節點均設定三向的土壤彈簧，水平向彈簧及垂直向彈簧，如圖 6.10 所示，其中水平向包括 x(Hsx)及 y(Hsy)向，垂直向為 z 向，而 z 向彈簧又分樁周摩擦彈簧(Vs)及樁底彈簧(Vp)，相關彈簧係數值計算如下。

直樁水平向彈簧(N 為 10，D 為 0.798m)

$$H_s = H_{sx} = H_{sy} = 0.15 \times N \times D$$

$$= 0.15 \times 10 \times 0.001 \times 100^3 \times 0.798 = 1197 \text{ t/m}$$

斜樁水平向彈簧(N 為 10，D 為 0.798m)

$$H_{sx} = 0.15 \times N \times D = 1197 \text{ t/m}$$

$$H_{sy} = 0.15 \times N \times D / \cos 16^\circ = 1245 \text{ t/m}$$

直樁垂直向彈簧(N 為 20，D 為 0.798m)

$$V_s = 0.2 \times N \times \pi \times D = 10000 \text{ t/m}$$

斜樁垂直向彈簧(N 為 20，D 為 0.798m)

$$V_s = 0.2 \times N \times \pi \times D = 10000 \text{ t/m}$$

樁底彈簧(N 為 20，D 為 0.798m)

$$V_p = 30 \times N \times \pi \times D^2 / 4 = 300000 \text{ t}$$

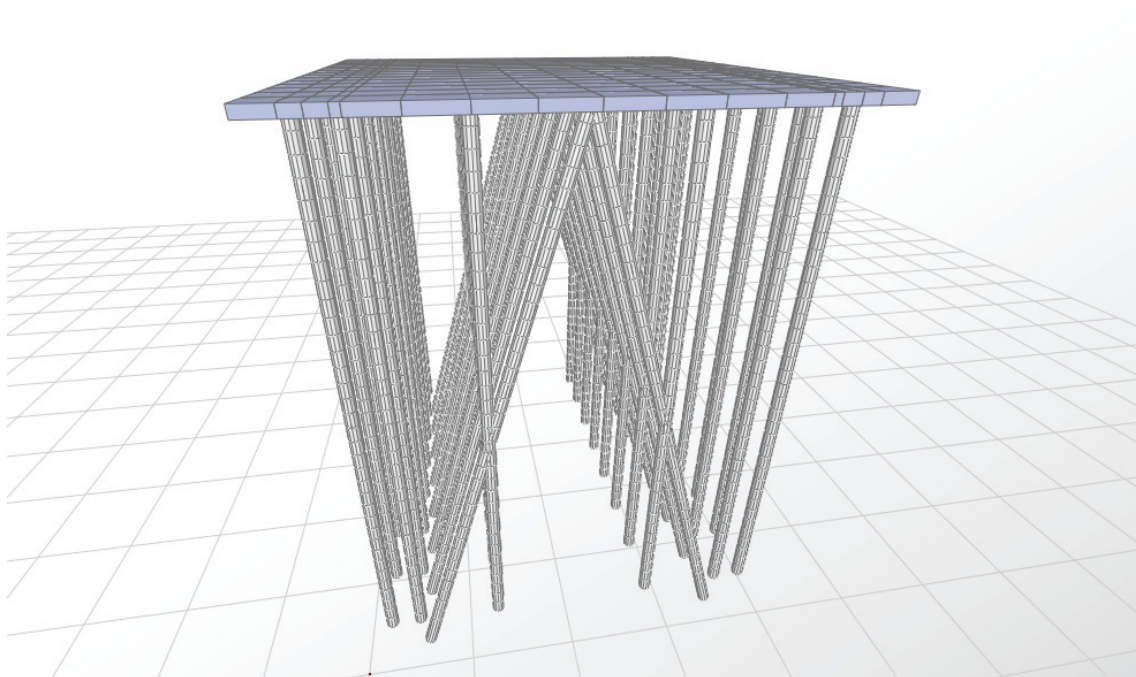


圖 6.9 斜樁棧橋式碼頭 SAP2000 模型示意圖

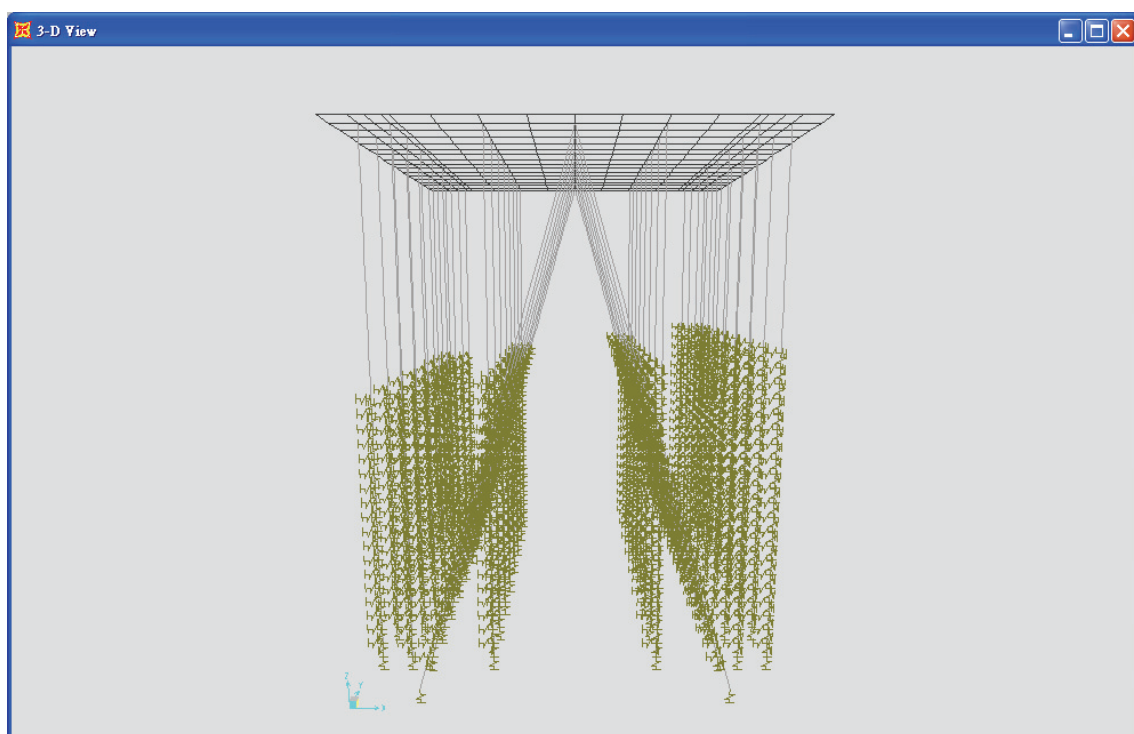


圖 6.10 斜樁棧橋式碼頭 SAP2000 土壤彈簧模擬示意圖

2. 分析結果

在地震力輸入部份，本研究首先以原設計之地震力(水平震度 $k_h=0.1$)輸入建構之模型中，評估碼頭相關構件應力是否在基準規定的容許範圍之內，經分析結果(如圖 6.11 所示)，碼頭水平最大變位為 1.34 公分，應力以斜樁受力最大，軸力與彎矩分別為 152.25 公噸與 3.26 公噸-公尺，因彎矩很小，忽略彎矩效應，粗估應力(軸力除樁斷面積)為 560 公斤每平方公分，尚在容許應力(1300 kg/cm^2)範圍內。

與第五章依基準計算之結果作比較，相關分析比較結果，如表 6-3 所示。由變位量得知，軟體分析之變位量(1.34 公分)較依據基準計算之變位量(0.92 公分)大，與前面小節探討直樁棧橋式碼頭之變位量結果相同，顯示軟體建構之結構模型勁度較基準分析的結構勁度小。

表 6-3 斜樁棧橋式碼頭基準與軟體分析結果比較表

	最大變位 (cm)	最大應力 (kg/cm^2)	最大軸力 (t)	樁頭彎矩 (t-m)
基準計算	0.92	380	103.40	0
軟體分析	1.34	560	152.24	3.26

本研究逐步增加水平地震力之大小，直到樁之軸向應力大於地震力作用下容許軸向壓應力(σ_{ca})為止，分析結果如表 6-4 所示。經評估結果，碼頭能承受水平震度 $K_h=0.33$ 之耐震能力，碼頭變位示意圖如圖 6.12 所示。

表 6-4 表 斜樁棧橋式碼頭基樁耐震能力評估結果

水平震度	水平變位	軸壓力	最大應力	容許應力	檢核結果
0.33	4.5 cm	348t	1279 kg/cm^2	1300 kg/cm^2	O.K.
0.34	4.6cm	356t	1309 kg/cm^2	1300 kg/cm^2	N.G.

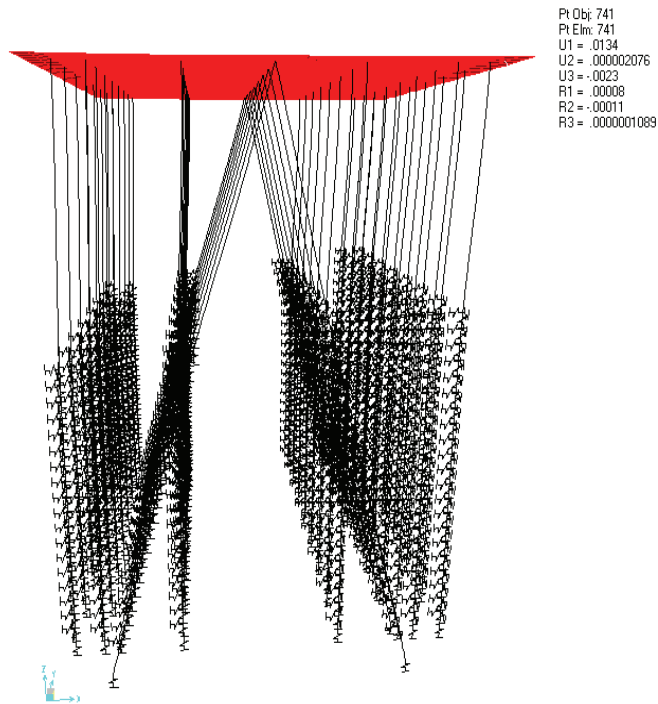


圖 6.11 水平震度 $K_h=0.1$ 斜樁棧橋式碼頭變位示意圖

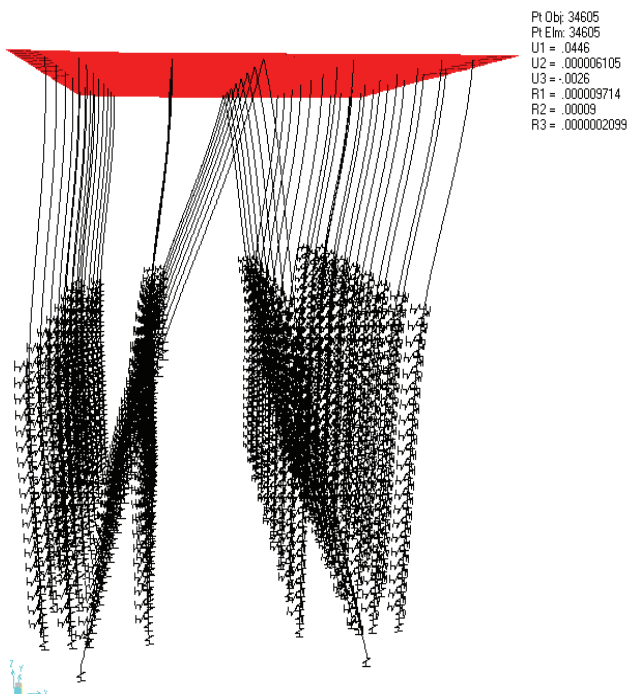


圖 6.12 水平震度 $K_h=0.33$ 斜樁棧橋式碼頭變位示意圖

6.4 小結

經上述之直樁棧橋式碼頭與斜樁棧橋式碼頭之基樁耐震能力評估結果，兩案例均能滿足原設計之耐震能力($k_h=0.1$)要求，且相關應力檢核值均較容許安全值小很多，顯示碼頭耐震能力超出原設計之耐震能力很多。

由直樁棧橋式碼頭及斜樁棧橋式碼頭之變位量分析結果顯示，依基準計算方式所得的變位量較結構分析軟體分析的結果小，表示基準假設的結構勁度較強。經本研究探討可能原因為，基準假設樁固定點以下之樁為完全束制無法移動，而軟體建構之模型以土壤彈簧模擬土壤與結構之互制，並無強制樁於何位置點為完全不動點，故整體結構勁度較基準之結構勁度柔軟，導致變位量較大，如此結果應屬合理。

由直樁棧橋式碼頭與斜樁棧橋式碼頭之相關分析結果(包括變位、應力)雖不儘相同，但其值差異不大，此結果應該與兩者分析的基本假設不同所致，但整體分析結果應可接受。

第七章 棧橋式碼頭耐震功能性評估

所謂構造物之功能設計，簡單而言，即設計時不僅考慮構造物之安全，更考慮其所應具備之功能，其與目前設計法之不同在於設計時即應設定其在不同狀態時所應滿足的功能，同時在設計後應再去檢核其是否滿足所要求之功能；而與此相對應的現行設計法，如以港灣構造物之耐震設計法為例，構造物係依設計基準之震度所代表之地震，去檢討力之平衡，在能確保所要之安全率下決定構造物之尺寸，並未明確規定耐震功能目標，因此在超過設計震度之地震發生時，此構造物是否還具備原有之功能？以目前之設計法是無法回答的。

因我國港灣構造物設計基準尚未訂定相關功能性設計的相關規定與分析方法，故本章參考 ATC-40 所提出的耐震功能性評估法，來評估高雄港 120 號棧橋式碼頭之功能性。其中地震力部分，參考建築物耐震設計規範所提供之設計地震力，主要是以迴歸期 475 年的地震水準為功能目標，功能性等級則參考國際航海協會(PIANC)建議之分類，分為等級 I 可使用、等級 II 可修復、等級 III 接近崩塌破壞與等級 IV 崩塌破壞四個部分，來進行檢核評估。茲說明如下：

7.1 碼頭基本資料

碼頭基本資料包括碼頭結構形式、一般條件、自然條件、材料條件等基本設計資料。

1. 結構形式

本案例為斜樁棧橋式碼頭，碼頭標準斷面圖如圖 7.1 所示，碼頭上部結構為鋼筋混凝土梁版系統；下部結構為鋼管樁組成，垂直鋼管樁尺寸為直徑 81.28 公分，厚 9.5 公分，長度分別為 3,000 公分及 3,200 公分，斜樁直徑 81.28 公分，厚 12 公分，鋼管樁長 3,600 公分。

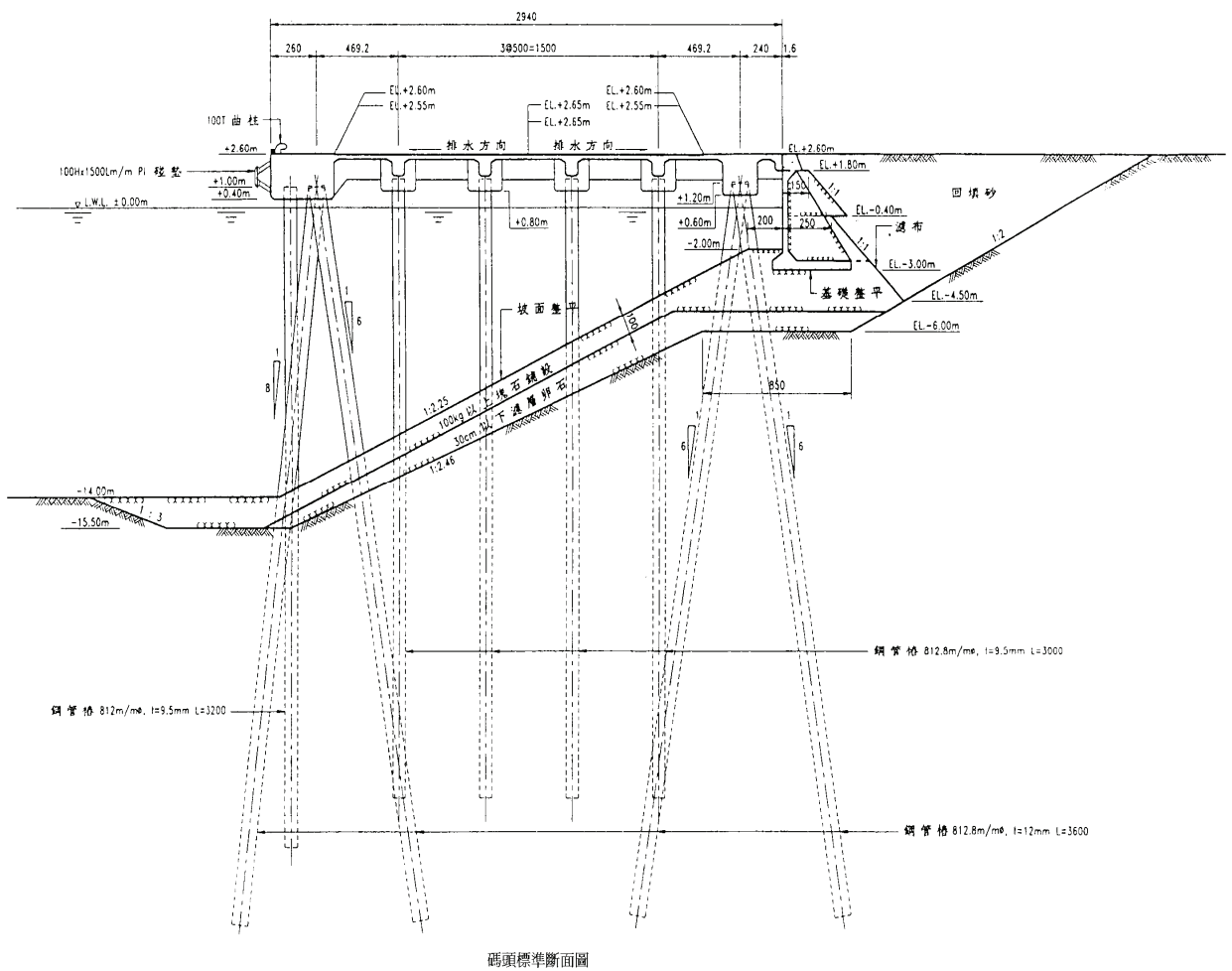


圖 7.1 碼頭標準斷面示意圖

2. 基本條件

(1) 一般條件

設計水深：EL.-14.0m

碼頭面高程：EL.+2.6m

繫船柱能力：曲柱 100T

(2) 自然條件

潮位：M.H.W.L. EL.+1.11m

M.W.L. EL.+0.75m

M.L.W.L. EL.+0.45m

地質： $\bar{N} = 11.5$

(3)超載

平時：4 (t/m²)

地震時：2 (t/m²)

(4)單位重

鋼筋混凝土 2.45 t/m²

(6)容許應力

混凝土

鋼筋混凝土 $f_c' \geq 210 \text{ kg/cm}^2$

純混凝土 $f_c' \geq 175 \text{ kg/cm}^2$

容許應力根據 ACI 鋼筋混凝土設計相關規範地震、颱風、船舶靠岸時容許值增加 1/3。

鋼筋 $f_a = 1,410 \text{ kg/cm}^2$

$f_a = 2,810 \text{ kg/cm}^2$

地震、颱風、船舶靠岸時上述容許值增加 1/3。

構造用鋼管樁

軸向拉應力 $\sigma_a = 1,400 \text{ kg/cm}^2$

軸向壓應力 $0 < 1/r < 110 \quad \sigma_a = 1,300 - 0.06(1/r)^2 \text{ kg/cm}^2$

$1/r > 110 \quad \sigma_a = 7,200,000/(1/r)^2 \text{ kg/cm}^2$

彎曲應力 $\sigma_a = 1,300 \text{ kg/cm}^2$

剪應力	$\sigma_a = 800 \text{ kg/cm}^2$
彈性模數	$E_s = 2.14 \times 10^6$
斷面性質	$A(\text{垂直樁}) = 239.746 \text{ cm}^2$, $I(\text{垂直樁}) = 193409.39 \text{ cm}^4$, $Z(\text{垂直樁}) = 6130.55 \text{ cm}^3$ $A(\text{斜樁}) = 301.895 \text{ cm}^2$, $I(\text{斜樁}) = 242053 \text{ cm}^4$, $Z(\text{斜樁}) = 7695.94 \text{ cm}^3$

地震、颱風、船舶靠岸時，上項容許值增加 1/2。

7.2 耐震功能性評估

本節參考 ATC-40 的耐震評估法，利用結構分析軟體 SAP2000 建立碼頭模型，同時考慮碼頭與土壤的互制效應，進行推覆分析，參考建築物耐震設計規範求得迴歸期 475 年設計地震震區短週期與一秒週期設計水平譜加速度係數，以繪製結構物地震需求反應譜，將容量曲線及結構物地震需求反應譜轉成 ADRS 格式為容量震譜及需求震譜，並考慮結構物進入非線性後，所產生之等效阻尼，可折減地震需求震譜，反覆迭代後可求得碼頭在不同地震需求下之功能績效點，並探討碼頭是否滿足使用需求，其評估流程圖如圖 7.2 所示，說明如下。

1. 建立模型

依據碼頭斷面圖及相關基本資料，建立分析模型如圖 7.3 所示，土壤彈簧(Link)參數設定如圖 7.4 所示，塑性鉸(Hinge)之性質設定因本研究案例為鋼管樁，故引用 SAP2000 之預設塑鉸，其中直樁採用 M3 塑鉸，如圖 7.5 所示，斜樁採用 P 塑鉸，如圖 7.6 所示，樁塑性鉸(Hinge)位置設定如圖 7.7 所示。

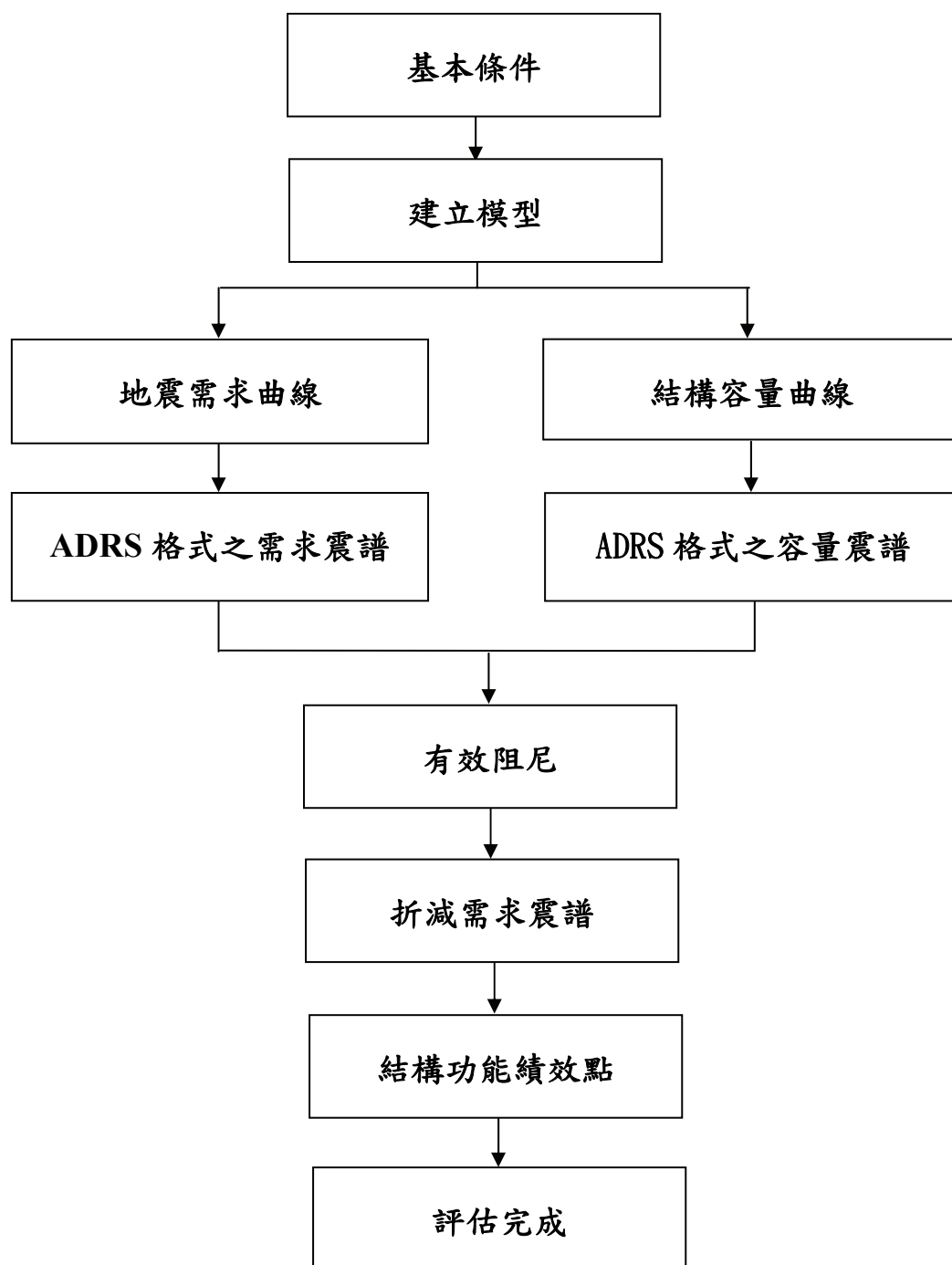


圖 7.2 棧橋式碼頭耐震功能性評估流程圖

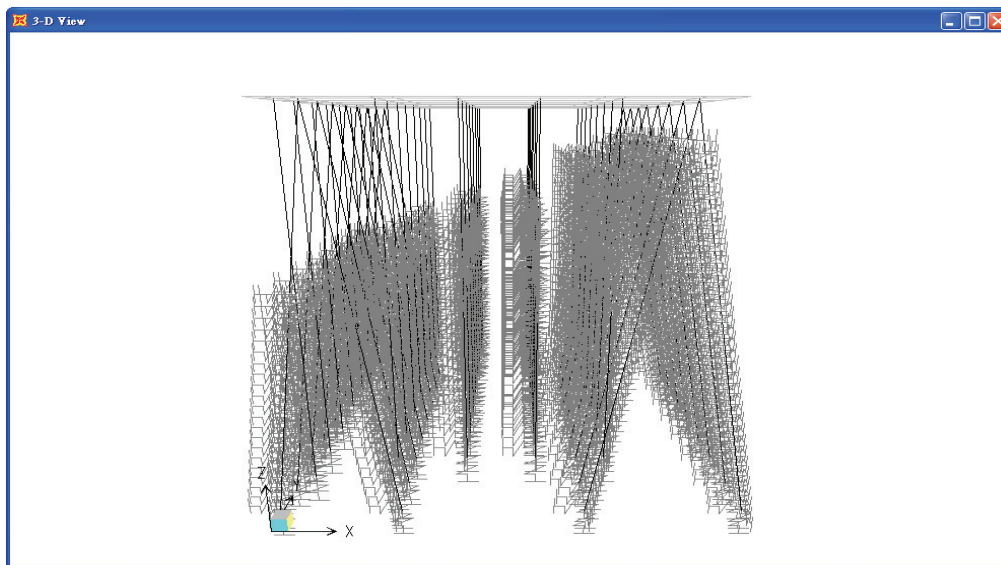


圖 7.3 棧橋式碼頭之 SAP2000 分析模型

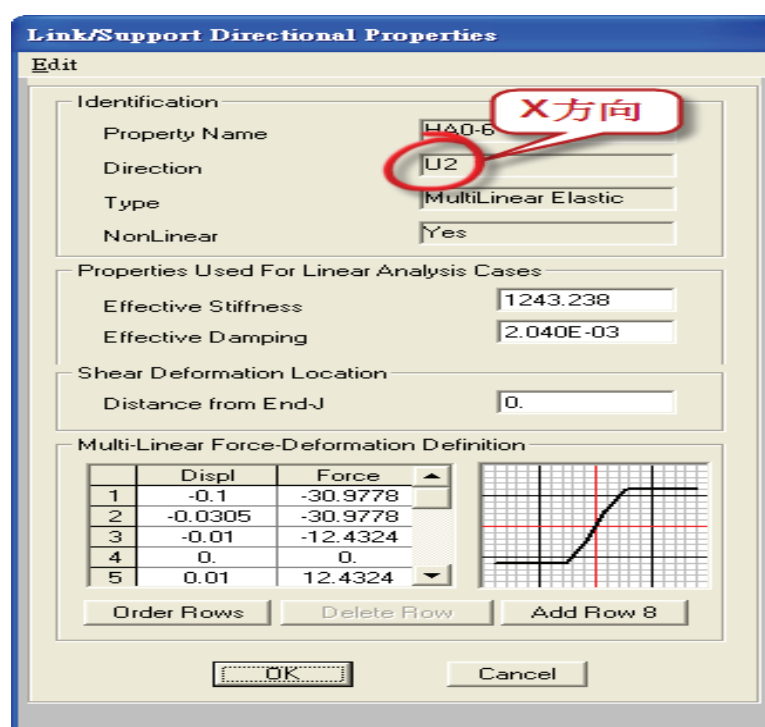


圖 7.4 土壤彈簧(Link)X 方向之示意圖

Frame Hinge Property Data for M3 - Moment M3

Edit

Displacement Control Parameters

Point	Moment/SF	Rotation/SF
E-	-0.2	-8
D-	-0.2	-6
C-	-1.25	-6
B-	-1	0
A	0	0
B	1.	0.
C	1.25	6.
D	0.2	6.
E	0.2	8.

☒ Symmetric

Load Carrying Capacity Beyond Point E

☒ Drops To Zero
☐ Is Extrapolated

Scaling for Moment and Rotation

Positive Negative

☒ Use Yield Moment Moment SF

☒ Use Yield Rotation Rotation SF

Acceptance Criteria (Plastic Rotation/SF)

Positive Negative

☐ Immediate Occupancy 2.

☐ Life Safety 4.

☐ Collapse Prevention 6.

☐ Show Acceptance Criteria on Plot

Type

☒ Moment - Rotation
☐ Moment - Curvature
Hinge Length
☐ Relative Length

Hysteresis Type and Parameters

Hysteresis Type

No Parameters Are Required For This Hysteresis Type

圖 7.5 直樁塑性鉸(Hinge)性質設定示意圖

Frame Hinge Property Data for P - Axial P

Edit

Displacement Control Parameters

Point	Force/SF	Disp/SF
E-	-0.2	-8
D-	-0.2	-6
C-	-1	-6
B-	-1	0
A	0	0
B	1.	0.
C	1.	6.
D	0.2	6.
E	0.2	8.

☒ Symmetric

Load Carrying Capacity Beyond Point E

☒ Drops To Zero
☐ Is Extrapolated

Scaling for Force and Disp

Positive Negative

☒ Use Yield Force Force SF

☒ Use Yield Disp Disp SF

Acceptance Criteria (Plastic Disp/SF)

Positive Negative

☐ Immediate Occupancy 2.

☐ Life Safety 4.

☐ Collapse Prevention 6.

☐ Show Acceptance Criteria on Plot

Type

☒ Force - Displacement
☐ Stress - Strain
Hinge Length
☐ Relative Length

Hysteresis Type and Parameters

Hysteresis Type

No Parameters Are Required For This Hysteresis Type

圖 7.6 斜樁塑性鉸(Hinge)性質設定示意圖

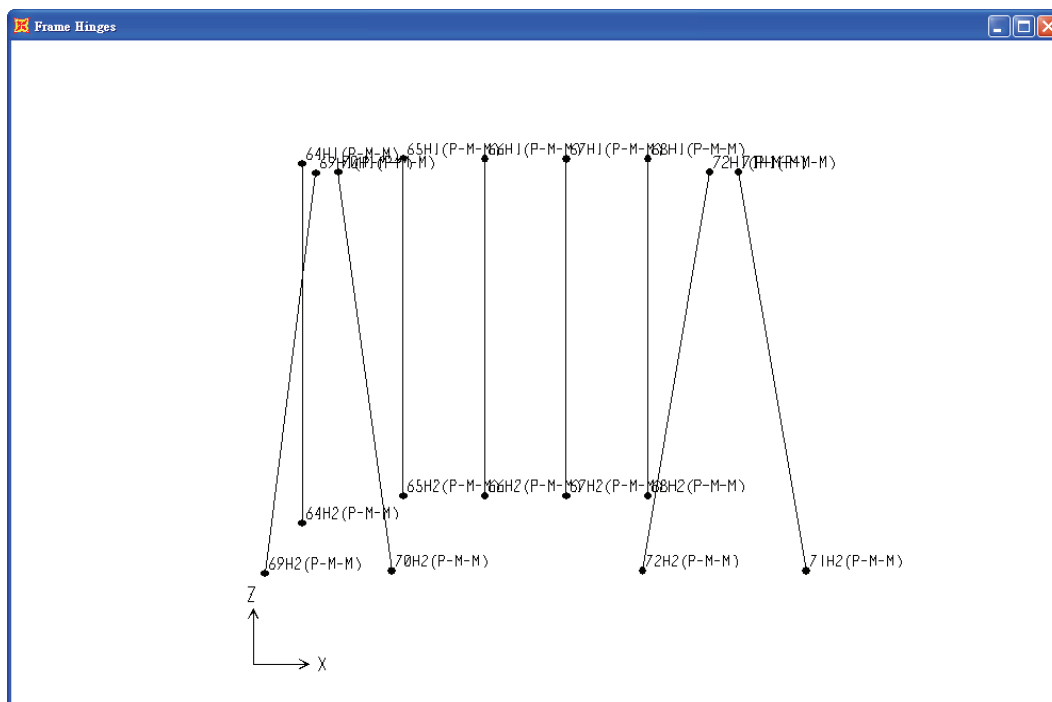


圖 7.7 鋼管樁塑性鉸(Hinge)位置設定示意圖

2. 碼頭容量震譜

本案例使用 SAP 2000 結構分析軟體進行非線性推覆分析 (Pushover Analysis)，若分析中已含動力模態分析如圖 7.8 所示，可選擇第一振態或第二震態來進行推覆分析，本案例分析以 X 方向(陸側方向)進行推覆如圖 7.9 所示，再經由 ADRS 格式轉換後，可得碼頭在 X 方向(陸側方向)地震力作用下之容量曲線如圖 7.10 所示。

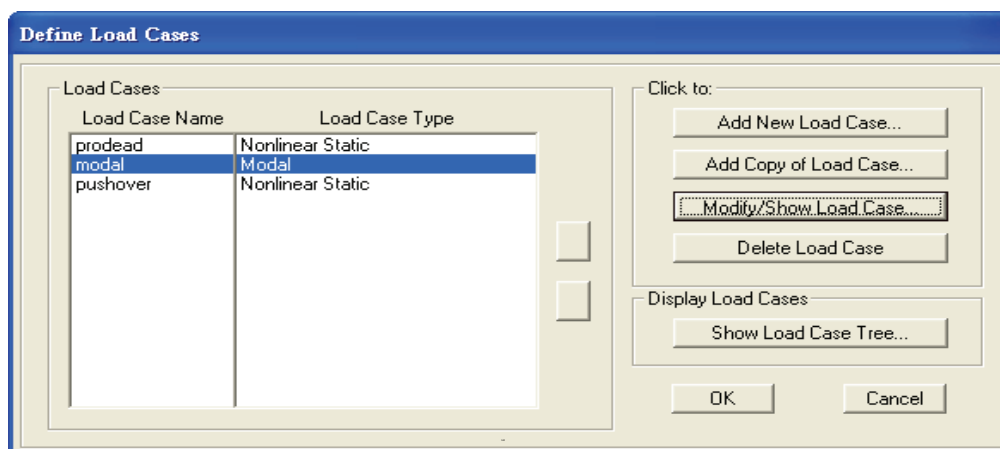


圖 7.8 動力模態分析

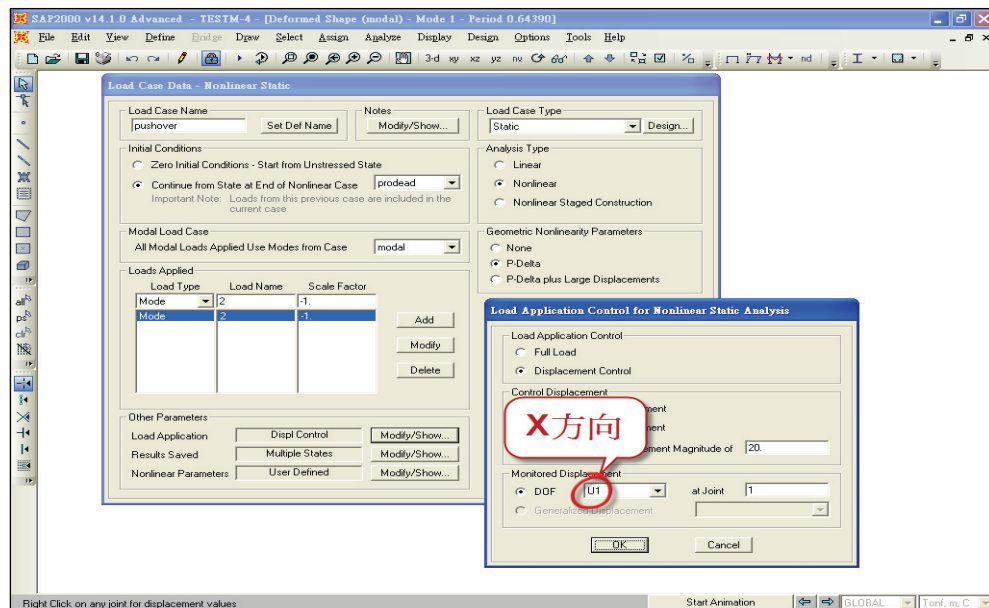


圖 7.9 X 方向(陸側方向)進行推覆

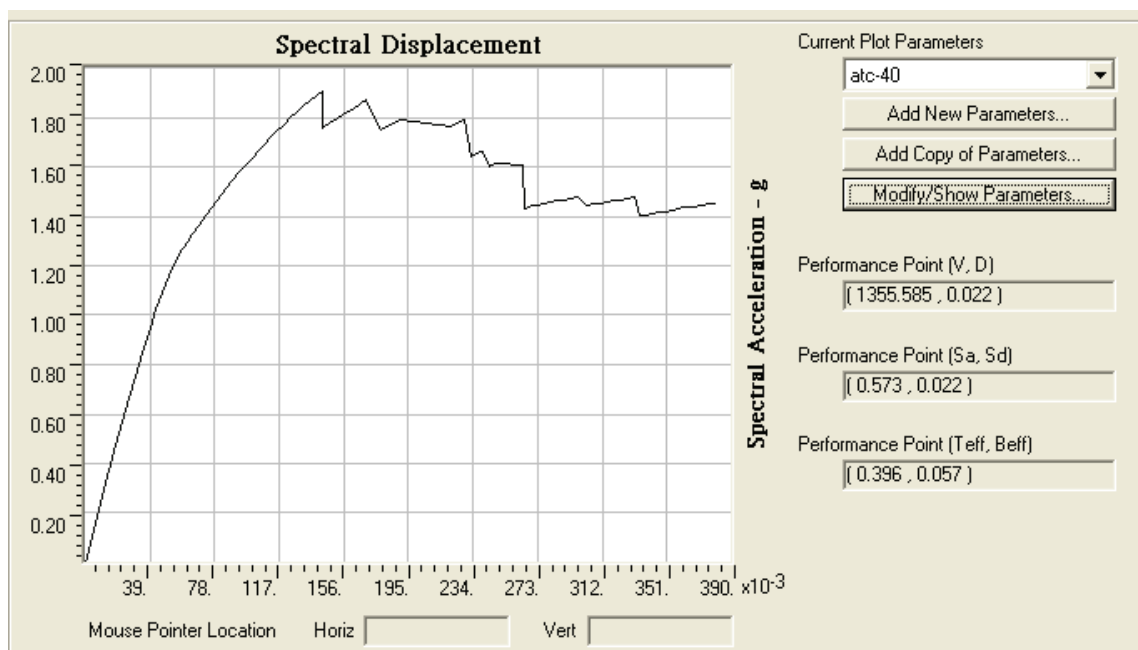


圖 7.10 經由 ADRS 格式轉換後之碼頭的容量震譜

3. 建立工址地震需求震譜

本研究參考建築物耐震設計規範之臺灣地區震區短週期與一秒

週期之設計水平譜加速度係數 S_S^D 與 S_1^D ，因本案例工址位於高雄市旗津區，查得 $S_S^D = 0.5$ 以及 $S_1^D = 0.35$ ，考慮震區工址之地盤效應，依其工址之平均 SPT N=11.5，由建築物耐震設計規範之地盤分類表屬第三類地盤（軟弱地盤），並查得短週期結構之工址放大係數 $F_a = 1.2$ 以及長週期結構之工址放大係數 $F_v = 1.7$ ，依下式計算 S_{DS} 與 S_{D1} ，

$$S_{DS} = F_a \cdot S_S^D = 1.2 \times 0.5 = 0.6$$

$$S_{D1} = F_v \cdot S_1^D = 1.7 \times 0.35 = 0.595$$

於近斷層效應中本案例工址位於高雄市旗津區，查建築物耐震設計規範並無近斷層效應影響，所以不考慮近斷層效應，直接利用 S_{DS} 與 S_{D1} 依下式計算短週期與中、長週期的分界點 T_0^D ，

$$T_0^D = \frac{S_{D1}}{S_{DS}} = \frac{0.595}{0.6} = 0.9917$$

由 S_{DS} 、 S_{D1} 以及 T_0^D 可求得迴歸期為 475 年地震水準之彈性設計反應譜，再經由式 (7-1) 轉換成 ADRS 格式可得迴歸期 475 年地震水準之地震需求震譜，如圖 7.11 所示。

$$S_d = \left(\frac{T^2}{4\pi^2} \right) \cdot S_a \dots\dots\dots (7-1)$$

T =週期(cycle)

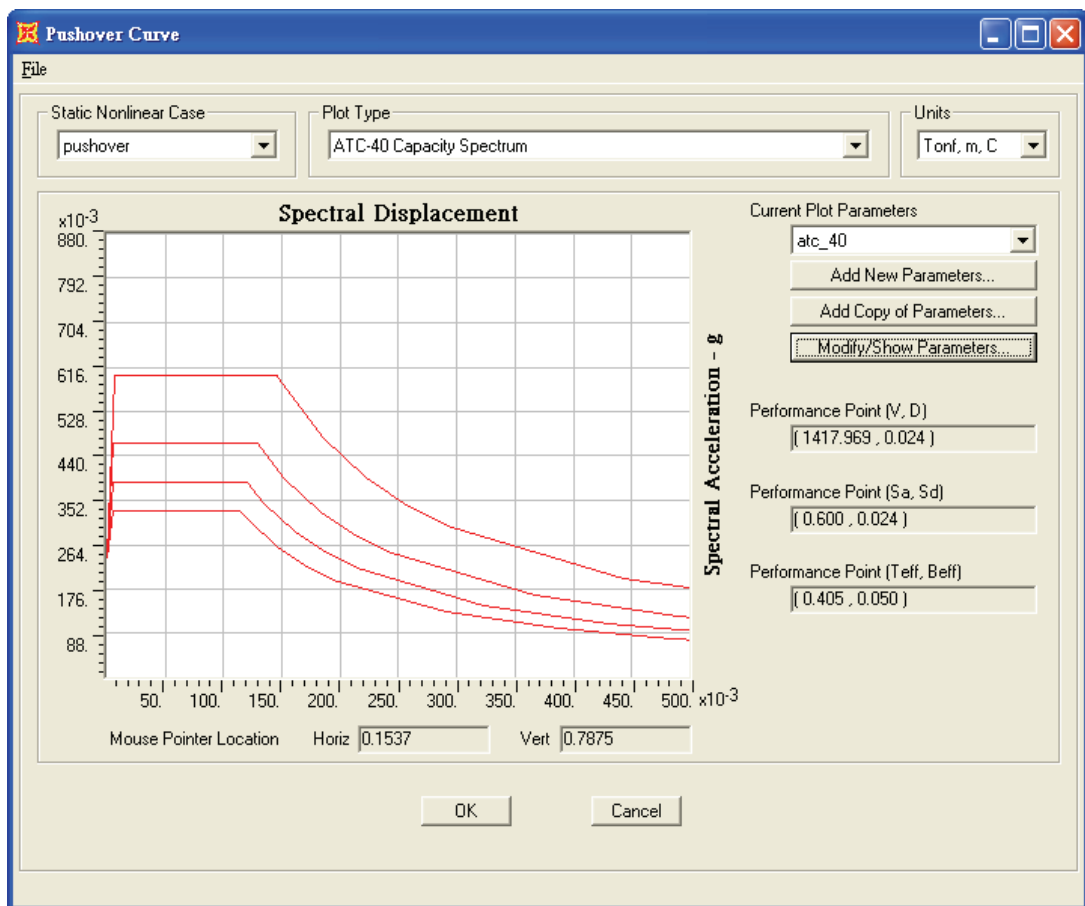


圖 7.11 迴歸期 475 年地震水準之地震需求震譜

4. 功能績效點

將容量曲線及彈性反應譜繪製於 ADRS 格式，並考慮碼頭進入非線性後所產生的等效阻尼，可折減彈性反應譜，反覆迭代後，可求得迴歸期 475 年地震水準所對應的結構耐震功能績效點，如表 7-1 及圖 7.12 所示。

表 7-1 結構耐震功能績效點

迴歸期	S_a	S_d	T_{eff}	β_{eff}
475 年	0.573	0.022	0.396	0.057

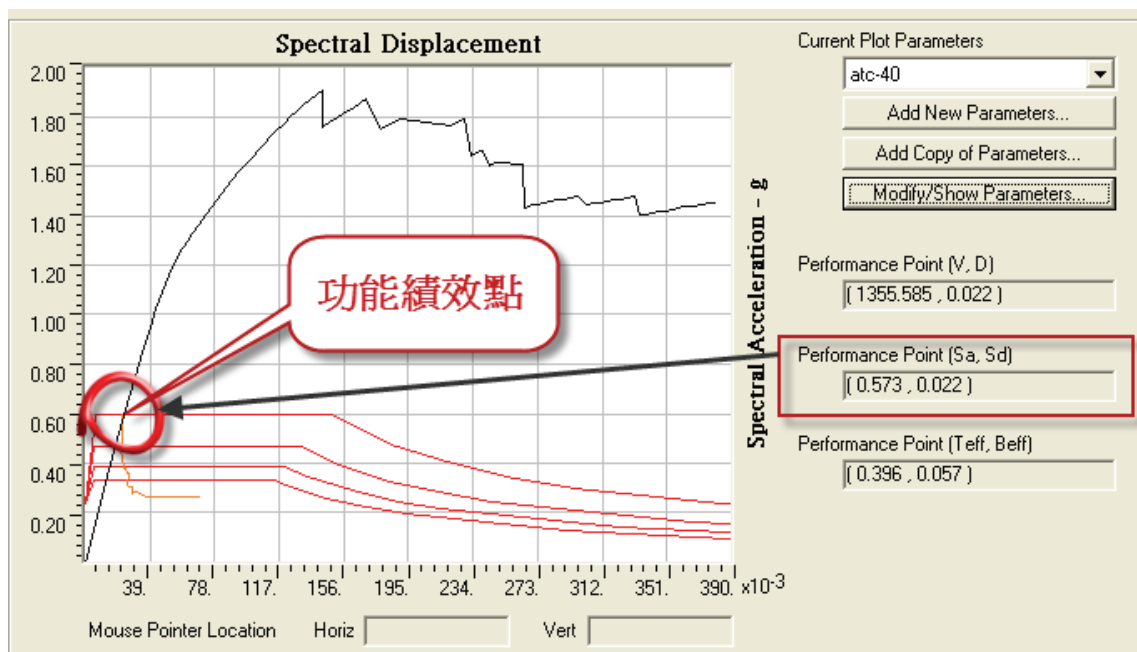


圖 7.12 迴歸期 475 年地震水準結構耐震功能績效點

本案例使用 SAP 2000 結構分析軟體進行推覆分析(Pushover)，其分析結果可得高雄港 120 號碼頭之容量曲線，如圖 7.10 所示，再依建築物耐震設計規範查得高雄市旗津區長短週期水平譜加速度係數，考慮地盤效應及近斷層效應，建立高雄市旗津區之迴歸期 475 年地震水準彈性設計反應譜，將容量曲線及彈性設計反應譜轉成 ADRS 格式，當結構進入非線性狀態則會產生有效阻尼，計算其有效阻尼 $\beta_{\text{eff}} = 5.7\%$ ，折減其彈性需求震譜，並分析可得迴歸期 475 年地震水準結構耐震功能績效點 $S_d = 0.022\text{m}$ 以及 $S_a = 0.573\text{g}$ 。

經由評估結果可知，地震力作用下結構初始降伏之塑性鉸皆由短樁開始產生，如圖 7.13 所示。

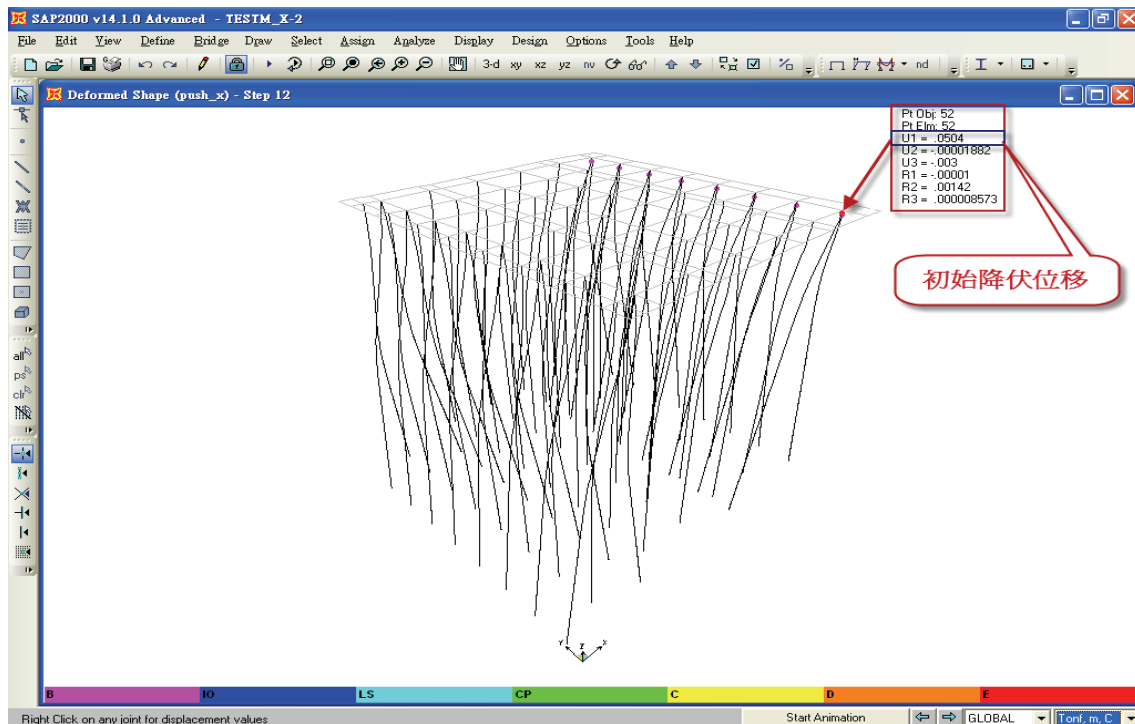


圖 7.13 棧橋式碼頭地震作用下初始降伏之塑鉸分佈

7.3 小結

本研究採用 ATC-40 耐震評估法評估高雄港 120 號棧橋式碼頭結果，在迴歸期為 475 年地震力作用下，其結構耐震性能績效點為 $S_d = 0.022\text{m}$ 以及 $S_a = 0.573\text{g}$ ，也就是當本案例之結構物受迴歸期 475 年之地震力，作用於結構物之加速度為 0.573g 並產生 0.022 公尺的位移，依 PIANC 棧橋式碼頭功能性等級(定量)對損壞程度的界定範圍，檢核其功能目標，依據圖 7.12 研判，可知本案例之功能績效點位於圖 7.14 中的保持彈性範圍，所以其損壞等級為等級一，依 PIANC 棧橋式碼頭基樁損壞等級之界定，本案例已經達到功能目標等級 S 之目標。

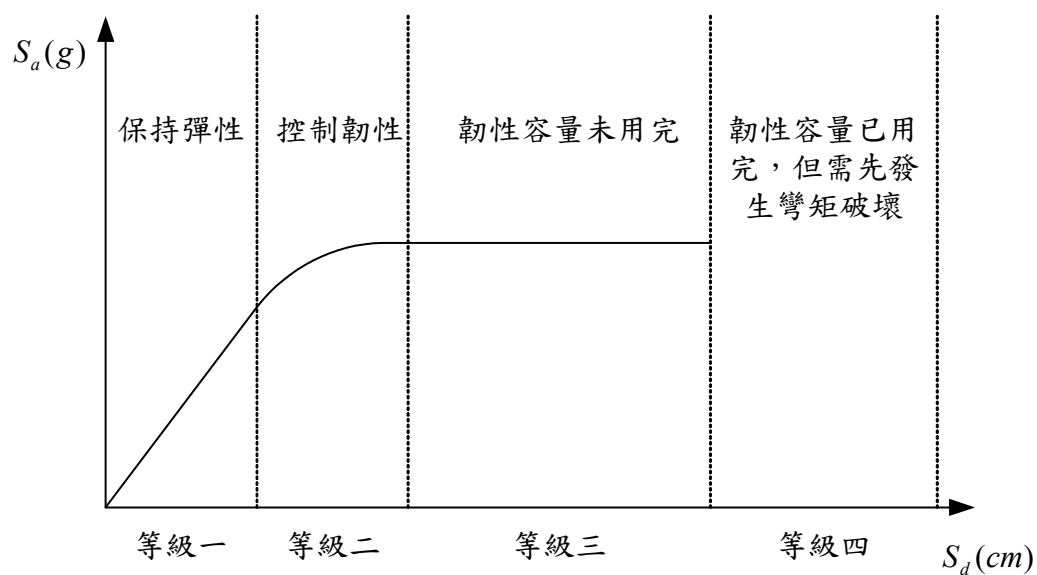


圖 7.14 棧橋式碼頭基樁損壞等級之界定

因本案例為耐震能力評估，由圖 7.13 所示其塑鉸皆發生於基樁位置，且由短樁先發生塑鉸，所以棧橋式碼頭之地震力破壞由基樁所控制，上部結構在地震力作用下則不會產生較大的破壞。

參考文獻

1. Ishibashi, I. and Madi, L., "Case Studies of Quaywalls Stability with Liquefied Backfills", Proc. 4th U.S. National Conference on Earthquake Engineering, Vol.3, pp. 725-735, 1990.
2. International Navigation Association, PIANC(原名), 2001, *Seismic Design Guidelines for Port Structures*, A.A Balkema Publishers / Lisse / Abingdon / Exton (PA) /Tokyo.
3. Mononobe, N., and Matsuo, H., "On the Determination of Earth Pressures during Earthquakes", Proceedings, World Engineering Conference 9, pp.176-182, 1929.
4. Matsuzawa, H., Ishibashi, I. and Kawamura, M., "Dynamic Soil and Water Pressure of Submerge Soils", J. of Geot. Engr., ASCE, Vol.111, No.10, pp.1161~1176, 1985.
5. Noda, S., and Uwabe, T., "Relation between Seismic Coefficient and Ground Acceleration for Gravity Quay Wall", Proc. the 10th Earthquake Engineering Symposium, pp.575-582, 1975.
6. Westergaard, H.M., "Water Pressure on Dams during Earthquakes", Transactions, ASCE, Vol.98, pp.418-433, 1933.
7. 公共工程委員會, "震後港灣及河海堤快速診斷手冊之建立與震後港灣及河海堤快速補強手段", 民國 89 年 11 月。
8. 內政部, 「建築物耐震設計規範及解說」, 民國 95 年。
9. 交通部運輸研究所, "港灣工程專有名詞", 民國 85 年 10 月。
10. 交通部, 「港灣構造物設計基準—碼頭設計基準及說明」, 民國 86 年 7 月。
11. 交通部, 「公路橋樑耐震設計規範」, 民國 98 年。
12. 吳文隆, 「大地工程學」, 九樺出版社, 民國 84 年。

13. 長榮海運股份有限公司，"高雄港 116 號碼頭延伸工程結構計算書"，宇泰工程顧問有限公司，民國 78 年 3 月。
14. 姚義久，「實用土壤力學」，文笙書局，民國 66 年。
15. 陳森河等，"港灣工程技術庫高雄港部份"，交通部運輸研究所，民國 89 年 12 月。
16. 陳正興、黃國祥，"集集地震臺中港沉箱滑移之初步分析"，港灣工程耐震安全評估與災害防治研討會，pp.3-1~3-18，2000。
17. 港灣技術研究所，"港灣及海岸結構物設計基準"，港灣研究所專刊 123 號，1997。
18. 賴聖耀等，"港灣地區地震監測與土壤液化潛能評估之研究"，交通部運輸研究所，民國 91 年 2 月。
19. 賴聖耀等，"港灣地區大地監測調查與液化防治之研究(3/3)"，交通部運輸研究所，民國 94 年。
20. 賴瑞應、賴聖耀，"地震引致板樁式碼頭之穩定性分析"，交通部運輸研究所，民國 93 年 4 月。
21. 賴瑞應等，"港灣構造物功能性設計法之研究(3/3)"，交通部運輸研究所，民國 94 年 4 月。
22. 蘇棋福，「港灣設計準則及實例」，文笙書局，民國 69 年 12 月。